



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR APARTEMEN ASPEN RESIDENCES DENGAN STRUKTUR BETON PRATEKAN DI WILAYAH GEMPA TINGGI SESUAI ACI 318-14M

DANNY RACHMAD TRISANDY
NRP 3112 100 101

Dosen Pembimbing
Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT (RC14-1501)

**ASPEN RESIDENCES APARTEMENT REDESIGNED
FOR HIGH EARTHQUAKE PRONE AREA USING
PRESTRESSED CONCRETE ACCORDING TO ACI
318-14M**

DANNY RACHMAD TRISANDY
NRP 3111 100 101

Academic Supervisors
Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

**DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR APARTEMEN
ASPEN RESIDENCES DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH GEMPA TINGGI SESUAI
ACI 318M-14**

TUGAS AKHIR

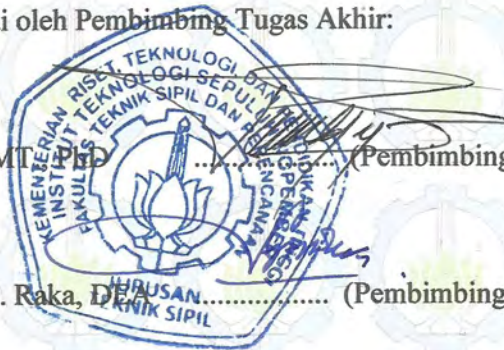
**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

**Oleh:
DANNY RACHMAD TRISANDY
NRP. 3112 100 101**

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Tavio, ST., MT, PhD (Pembimbing I)

2. Prof. Dr. Ir. I G. P. Raka, DEAN (Pembimbing II)



**SURABAYA
JUNI, 2016**

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR APARTEMEN ASPEN RESIDENCES DENGAN STRUKTUR BETON PRATEKAN DI WILAYAH GEMPA TINGGI SESUAI ACI 318M-14

Nama Mahasiswa : Danny Rachmad Trisandy
NRP : 3112100101
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing I : Prof. Tavo, ST. MT. PhD.
Dosen Pembimbing II : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Abstrak

Bangunan gedung adalah wujud fisik hasil pekerjaan konstruksi yang menyatu dengan tempat kedudukannya, sebagian atau seluruhnya berada di atas dan/atau di dalam tanah dan/atau air, yang berfungsi sebagai tempat manusia melakukan kegiatannya, baik untuk hunian atau tempat tinggal, kegiatan keagamaan, kegiatan usaha, kegiatan sosial, budaya, maupun kegiatan khusus. Saat ini, konstruksi gedung dengan struktur beton pratekan telah banyak dikembangkan di Indonesia. Konstruksi beton pratekan adalah kombinasi antara beton mutu tinggi dengan baja mutu tinggi.

Apartemen Aspen Residences merupakan suatu jembatan yang berada di Jl. Rs Fatmawati No.1, Cilandak dengan struktur sejumlah 23 lantai dan 3 tingkat basement. Gedung ini menggunakan struktur beton bertulang dengan bentang balok rata-rata 6 m dan 8 m . Konstruksi Gedung Apartemen Aspen Residences saat ini digunakan struktur dual system ,namun untuk memenuhi kebutuhan hunian di kota Padang, Struktur Aspen Residences tidak bisa digunakan begitu saja untuk kota Padang. Untuk itulah

perlu dilakukan perencanaan ulang terhadap struktur gedung ini.

Pada tugas akhir ini dilakukan perencanaan ulang struktur gedung apartemen Aspen Residences dengan modifikasi penambahan struktur pratekan pada lantai 21,22,dan 23 untuk memenuhi kebutuhan ballroom

Berdasarkan hasil perhitungan,struktur utama Aspen Residences Padang menggunakan balok beton bertulang ukuran 30/40 untuk balok induk, kolom 100/100 untuk lantai 1-6, kolom 85/85 untuk lantai 6-11, dan kolom 70/70 untuk lantai 12-23. Pada ballroom digunakan balok prategang berukuran 70/100 dengan panjang 19.9 m yang menggunakan 5-42 VSl multi strand post-tensioning tendon yang di jacking pada 7000 kN,dan ditumpu oleh sistem konsol pendek. Gedung Aspen Residences ditumpu oleh raft foundation yang berdimensi 44 x 34.4 x 2 m.

Hasil dari modifikasi perencanaan ini dituangkan dalam bentuk gambar dengan menggunakan program bantu AUTOCAD.

Kata Kunci : Pratekan, Gempa, Gedung tinggi

ASPEN RESIDENCES APARTEMENT REDESIGNED FOR HIGH EARTHQUAKE PRONE AREA USING PRESTRESSED CONCRETE ACCORDING TO ACI 318-14M

Name : Danny RachmadTrisandy
NRP : 3112100101
Major : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisor I : Prof. Tavo, ST. MT. PhD.
Supervisor II : Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA

Abstrak

High rise building is a common construction whether its erected in a land and/or water. Common high rise building is primarily used for residential, office complex and et cetera. Lately, the combination of prestressed concrete and regular high rise building structure is widely known and practiced in Indonesia. Prestressed Concrete Construction is a combination between high strength concrete and steel and widely used in Indonesia for no column space like ballroom or for other uses.

Aspen Residences is an apartement construction located in Jl. Rs Fatmawati No.1, Cilandak with 23 stories tall plus a 3 level basement. This apartement construction is using a reinforced concrete beam with span ranges from 6m to 8 m. While the construction of this particular apartement is already using a dual system, the structure may fail if placed in a high earthquake prone area, in this case, Padang. A further modification is needed to make this Apartement into an high earthquake prone high rise

building and bearing a load from a 3 stories ballroom in level 21,22, and 23.

In this final project, Aspen Residences will be modified with a prestressed beam for ballroom at level 21,22, and 23 and will be using a seismic value of high earthquake prone area, in this case, Padang

Based from the design output,the main structures of Aspen Residences Padang is using a 30/40 beam for main beam, 100/100 column for level 1-6, 85/85 column for 6-11,and 70/70 for level 12-23. Ballroom is using a rectangular prestressed postensioned 70/100 beam with span of 19.9 m, using 5-42 VSl multi strand post-tensioning tendon jacked at 7000 kN,and supported with corbels. Whole building is supported by a 44 x 34.4 x 2 m raft foundation

Results of these redesigning output is poured into engineering drawing made by AutoCAD software

Keywords : Prestressed Beam, Earthquake, High Rise Building

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
<i>Title Page</i>	ii
Lembar Pengesahan	iii
Abstrak	iv
Abstract	vi
Kata Pengantar	viii
Daftar Isi	x
Daftar Gambar	xvi
Daftar Tabel	xx
 BAB I PENDAHULUAN	 1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	4
1.3 Tujuan	4
1.4 Batasan Masalah	5
1.5 Manfaat	5
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA	 7
2.1 Umum	7
2.2 Beton Prategang	7
2.2.1 Jenis Beton Prategang	7
2.2.2 Prinsip Dasar	11
2.2.3 Material Prategang	11
2.2.4 Tahapan Pembebanan	12
2.2.5 Kehilangan Prategang	13
2.2.6 Momen Retak	17
2.2.7 Momen Nominal	18
2.2.8 Kontrol Lendutan	19
2.3 Beton Prategang Pada Bangunan Tinggi	21
2.3.1 Sistem Yang Digunakan	22
2.3.2 Pengaruh Sistem Pratekan Struktur Lainnya	22
2.4 Efisiensi Beton Prategang	23

2.5 Tinjauan Struktur Terhadap Gempa.....	23
2.5.1 Faktor Keutamaan Gempa.....	24
2.5.2 Kelas Situs.....	24
2.5.3 Parameter Respon Spectral.....	25
2.5.4 Parameter Percepatan.....	26
2.5.5 Kategori Desain Seismik.....	27
 BAB III METODOLOGI.....	 29
3.1 Umum.....	29
3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	29
3.3 Pengumpulan Data	31
3.4 Studi Literatur	31
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder	32
3.6 Preliminary Desain.....	33
3.7 Pembebanan	34
3.8 Analisa Model Struktur	35
3.9 Perhitungan Struktur Utama Non Pratekan.....	35
3.10 Perhitungan Struktur Utama Pratekan.....	36
3.10.1 Desain Penampang	36
3.10.2 Gaya Pratekan.....	36
3.10.3 Kontrol Tegangan.....	37
3.10.4 Kehilangan Prategang.....	37
3.10.5 Kontrol Lentur.....	38
3.10.6 Kontrol Geser	38
3.10.7 Kontrol Lendutan	38
3.10.8 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan	39
3.10.9 Pengangkur.....	39
3.11 Perencanaan Pondasi.....	40
3.12 Output Gambar.....	40
 BAB IV PEMBAHASAN	 41
4.1 PRELIMINARY DESAIN	41
4.1.1 Umum.....	41
4.1.2 Data Perencanaan	41
4.1.3 Pembebanan	42

4.1.4 Perencanaan Balok	42
4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk.....	43
4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak	44
4.1.4.3 Perencanaan Balok Pratekan	45
4.1.5 Perencanaan Tebal Pelat.....	45
4.1.5.1 Peraturan Perencanaan Pelat	45
4.1.5.2 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai.....	47
4.1.5.3 Perhitungan Lebar Efektif Pelat	48
4.1.6 Perencanaan Kolom.....	50
4.2 PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....	54
4.2.1 Umum.....	54
4.2.2 Perencanaan Tangga.....	55
4.2.2.1 Data-data Perencanaan Tangga.....	55
4.2.2.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga	56
4.2.2.3 Pembebanan Tangga dan Bordes.....	57
4.2.2.4 Perhitungan Gaya pada Tangga	58
4.2.2.5 Perhitungan Tulangan Tangga.....	61
4.2.3 Perencanaan Pelat.....	65
4.2.3.1 Data Perencanaan	65
4.2.3.2 Pembebanan Pelat.....	66
4.2.3.3 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai	73
4.2.4 Perencanaan Balok Anak.....	77
4.2.4.1 Perencanaan Balok Anak Atap	77
4.2.5 Perencanaan Balok Lift	83
4.2.5.1 Spesifikasi Lift.....	83
4.2.5.2 Perencanaan Awal Dimensi Balok Lift	84
4.2.5.3 Pembebanan Balok Lift	85
4.2.5.4 Penulangan Balok Lift	88
4.2.5.5 Penulangan Balok Penumpu Lift.....	91
4.3 PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR.....	91
4.3.1 Umum.....	91
4.3.2 Pemodelan Struktur	91
4.3.3 Gempa Rencana.....	92

4.3.4 Input SAP 2000	93
4.3.5 Pembebanan GempaDinamis	94
4.3.5.1 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T) .94	
4.3.5.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T) .95	
4.3.5.3 Kontrol Gaya Geser Dasar (Base Shear)	97
4.3.5.4 Kontrol Drift (Simpangan Antar Lantai)	100
4.3.5.5 Kontrol Sistem Ganda	105
 4.4PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA PRATEKAN	105
4.4.1 Data Awal Perencanaan	105
4.4.1.1 Data Perencanaan	105
4.4.1.2 Mencari Lebar Efektif	106
4.4.2 Penentuan Tegangan Ijin Baja dan Beton	107
4.4.3 Perhitungan Pembebanan	108
4.4.4 Penentuan Gaya Pratekan.....	110
4.4.4.1 Analisa Penampang Global	110
4.4.4.2 Gaya Pratekan Awal (Fo)	113
4.4.4.3 Penentuan Tendon yang Digunakan	119
4.4.4.4 Kehilangan Gaya Prategang.....	120
4.4.4.5 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan	124
4.4.5 Kontrol Lendutan	132
4.4.5.1 Lendutan Saat Jacking	133
4.4.5.2 Lendutan Saat Beban Bekerja.....	133
4.4.6 Kontrol Momen Nominal.....	134
4.4.7 Kontrol Momen Retak.....	136
4.4.8 Daerah Limit Kabel	137
4.4.9 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Lunak.....	138
4.4.10 Perencanaan Tulangan Gesere	138
4.4.11 Kontrol Momen Nominal Secara Keseluruhan	141
4.4.12 Pengangkuran Ujung.....	143
4.4.13 Perhitungan Konsol Pendek	145
4.4.13.1 Kontrol Dimensi	146
4.4.13.2 Perhitungan Penulangan Konsol.....	146
 4.5 PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA	
NON-PRATEKAN	148

4.5.1 Umum.....	148
4.5.2 Perencanaan Balok Induk.....	148
4.5.2.1 Penulangan Lentur	148
4.5.2.2 Penulangan Geser.....	151
4.5.2.3 Penulangan Torsi.....	155
4.5.3 Perencanaan Kolom.....	160
4.5.3.1 Data Umum Perencanaan Kolom.....	160
4.5.3.2 Kontrol Dimensi Kolom.....	160
4.5.3.3 Perhitungan Penulangan Kolom.....	161
4.5.3.4 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom.....	162
4.5.3.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor	162
4.5.3.6 Persyaratan “Strong Column Weak Beams”	162
4.5.3.7 Kontrol Persyaratan Kolom Terhadap Gaya Geser Rencana Ve	164
4.5.3.8 Pengekang Kolom	165
4.5.3.9 Panjang Lewatan pada Sambungan Tulangan.....	168
4.5.3.10 Kontrol Kebutuhan Penulangan Torsi.....	168
4.5.4 Perencanaan Shear Wall.....	169
4.5.4.1 Data Perencanaan Dinding Geser.....	169
4.5.4.2 Kontrol Ketebalan Minimum Shear Wall ...	169
4.5.4.3 Penulangan Geser Shear Wall.....	170
4.5.4.4 Kontrol Kemampuan Batas	171
4.5.4.5 Penulangan Pada Komponen Batas.....	171
4.5.5 Hubungan Balok Kolom.....	172
4.5.5.1 Tulangan Transversal pada Kolom	173
4.5.5.2 Cek Kekuatan Geser pada HBK.....	173
4.6 PERENCANAAN PONDASI.....	174
4.6.1 Umum.....	174
4.6.2 Daya Dukung Tiang Pancang	178
4.6.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	184
4.6.4 Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max}).....	186
4.6.5 Kontrol Kekuatan Tiang	187

4.6.6 Kontrol Punching Shear	189
4.6.7 Perencanaan Pile Cap	193
4.6.8 Metode Pengecoran Mass Foundation	200
 BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	 203
5.1 Kesimpulan	203
5.2 Saran.....	204
 GAMBAR OUTPUT	
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN – LAMPIRAN	

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Denah Tipikal Lantai 2-23 Sebelum Modifikasi ...2
Gambar 1.2	Denah Rencana Modifikasi Pembalokan pada Lantai 21-23.....3
Gambar 2.1	Tegangan pada Beton Prategang8
Gambar 2.2	Sistem Pratekan dengan Baja dan Beton Mutu Tinggi9
Gambar 2.3	Beban Merata yang Bekerja pada Tendon.....10
Gambar 2.4	Ilustrasi Sitem Konsol Pendek.....22
Gambar 2.5	Parameter Spectra Percepatan Gempa untuk Perioda 0,2 Detik (Ss).....25
Gambar 2.6	Parameter Spectra Percepatan Gempa untuk Perioda 1 Detik (S1)25
Gambar 3.1	Bagan Alir Pekerjaan.....30
Gambar 4.1	Variasi Balok Apartemn Aspen Residences.....43
Gambar 4.2	Kolom yang Ditinjau Sebagai Desain Awal.....50
Gambar 4.3	Denah Tangga.....56
Gambar 4.4	Pemodelan Struktur Tangga58
Gambar 4.5	Gaya Dalam pada Tangga60
Gambar 4.6	Pelat yang direncanakan69
Gambar 4.7	Pelat yang Direncanakan73
Gambar 4.8	Model pada SAP92
Gambar 4.9	Peta untuk Menentukan Harga Ss.....92

Gambar 4.10	Peta untuk Menentukan S_1	93
Gambar 4.11	Simpangan Arah X dan Y	102
Gambar 4.12	Penentuan Simpangan Antar Lantai	102
Gambar 4.13	Penampang Balok Pratekan Komposit	110
Gambar 4.14	Diagram Tegangan Akibat 1D	116
Gambar 4.15	Diagram Tegangan Akibat 1d+1L	118
Gambar 4.16	Diagram Tegangan Keadaan 1D Setelah Kehilangan	126
Gambar 4.17	Diagram Tegangan Keadaan Beban Mati Setelah Kehilangan	128
Gambar 4.18	Diagram Tegangan saat Beban Hidup Belum Bekerja	130
Gambar 4.19	Diagram Tegangan Keadaan Beban Hidup Bekerja Setelah Kehilangan	152
Gambar 4.20	Sketsa Konsol Pendek	145
Gambar 4.21	Grafik Interaksi antara Aksial dan Momen pada Kolom dengan $F_s = F_y$	161
Gambar 4.22	Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK....	163
Gambar 4.23	Grafik Interaksi antara Aksial dan Momen pada Kolom dengan $F_s = 1,25 f_y$	164
Gambar 4.24	Area Joint Efektif	172
Gambar 4.25	Pembagian Segmen Tiang Pancang	179
Gambar 4.26	Konfigurasi Rencana Tiang Pancang	185
Gambar 4.27	Diagram Gaya Lateral Tiang Pancang	188

Gambar 4.28 Area Punching Shear Kolom E5.....	189
Gambar 4.29 Area Kritis X dan Y	194

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kategori Resiko Gedung Perkantoran	24
Tabel 2.2	Faktor Keutamaan Gempa	24
Tabel 2.3	Kelas Situs	25
Tabel 2.4	Koefisien Situs F_a dan F_y	27
Tabel 2.5	Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{DS}	27
Tabel 2.6	Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{D1}	28
Tabel 2.7	Sistem Penahan Gaya Seismik	28
Tabel 3.1	Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior.....	32
Tabel 3.2	Peraturan Tebal Minimum Balok	33
Tabel 3.3	Kombinasi Pembebanan	35
Tabel 3.4	Tabel Batas Lendutan	39
Tabel 4.1	Preliminary Desain Balok Induk	44
Tabel 4.2	Preliminary Desain Balok Anak	44
Tabel 4.3	Beban yang Diterima Kolom Lantai 17-23	51
Tabel 4.4	Beban yang Diterima Kolom Lantai 16-12	53
Tabel 4.5	Koefisien untuk Batas Atas Periode yang Dihitung ...	95
Tabel 4.6	Modal Periode dan Frekuensi	96
Tabel 4.7	Reaksi Beban Bangunan.....	98
Tabel 4.8	Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y	98
Tabel 4.9	Modal Periode dan Frekuensi	100
Tabel 4.10	Simpangan Antara Lantai Izin, $\Delta_a^{a,b}$	101

Tabel 4.11	Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Sumbu X.....	103
Tabel 4.12	Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Sumbu Y.....	104
Tabel 4.13	Presentase Gaya Geser yang Mampu Dipikul Sistem Struktur.....	105
Tabel 4.14	Tabel Perhitungan A.y.....	111
Tabel 4.15	Tabel Perhitungan Inersia Penampang Komposit	112
Tabel 4.16	Perhitungan Momen Probable	152
Tabel 4.17	Gaya Dakan pada Kolom 100/100	161
Tabel 4.18	Jenis Hubungan Balok Kolom.....	173
Tabel 4.19	Perhitungan Kemampuan HBK di Kolom 85/85.....	174
Tabel 4.20	Perhitungan Kemampuan HBK di Kolom 70/70.....	174
Tabel 4.21	Gaya Dalam Kolom dan SW	175
Tabel 4.22	Daya Dukung Tanah.....	181
Tabel 4.23	Perhitungan Momen Akibat Tiang Pancang Arah Kritis X	194
Tabel 4.24	Perhitungan Momen Akibat Kolom Arah Kritis X	195
Tabel 4.25	Perhitungan Momen Akibat Tiang Pancang Arah Kritis Y	196
Tabel 4.26	Perhitungan Momen Akibat Kolom Arah Kritis Y	197

BAB I

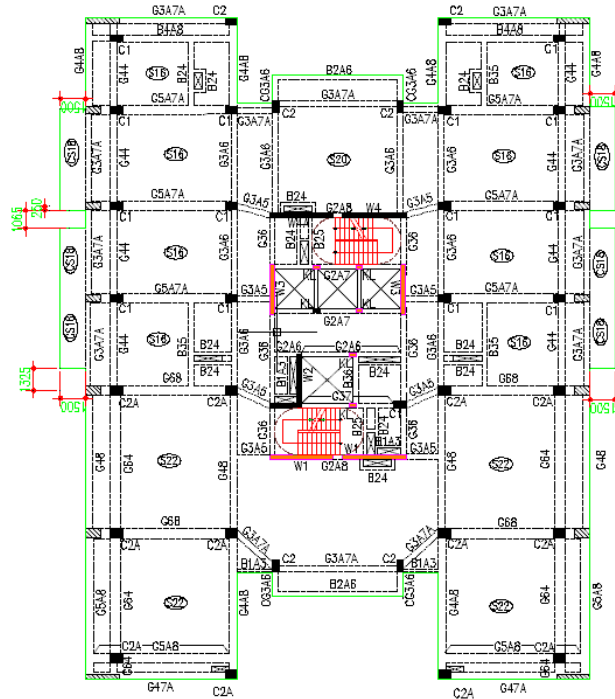
PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

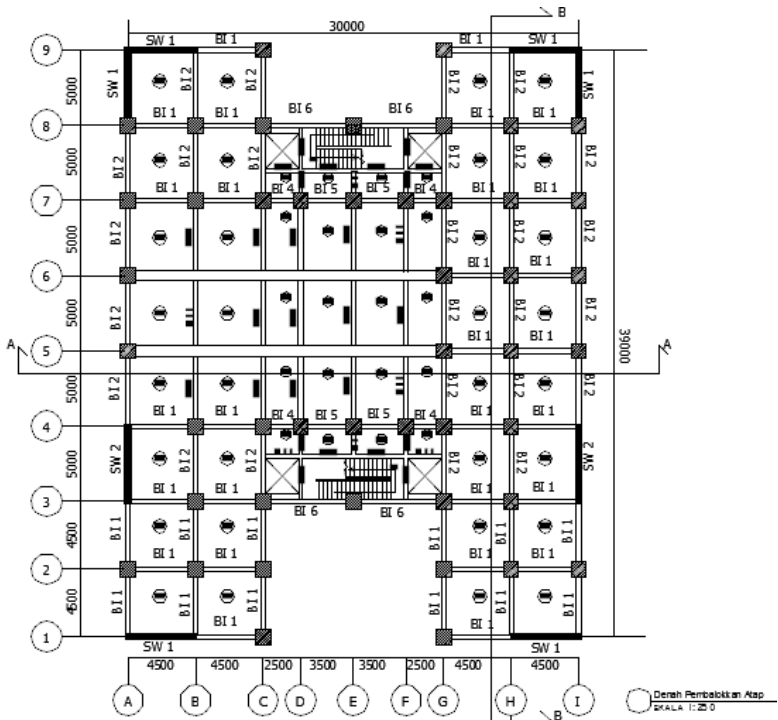
Padang merupakan salah satu kota yang sedang mengalami perkembangan yang begitu signifikan. Hal ini dapat dilihat perkembangan jumlah penduduk dari tahun ke tahun mengalami tren peningkatan . Seiring peningkatan ini , maka pembangunan di kota padang yang berkaitan dengan kebutuhan akan tempat tinggal dibutuhkan . Jumlah penduduk yang semakin bertambah membuat intensitas penggunaan lahan yang digunakan untuk tempat tinggal juga semakin meningkat. Namun, jumlah lahan di pusat kota Padang sendiri makin sedikit , hal ini membuat pemerintah merencanakan solusi baru untuk mengatasi kebutuhan tempat tinggal masyarakat dengan menggunakan lahan yang tersedia.

Pembangunan hunian tipe Apartemen dinilai sejalan dengan pembangunan perkotaan, bertujuan untuk menjadikan kondisi kota menjadi lebih baik di segala sektor, antara lain sektor industri, jasa serta investasi dengan harapan agar perekonomian kota menjadi lebih baik (Sukanto, 2001). Pembangunan Apartemen di Padang ini akan menggunakan desain yang sama dengan Tower C Aspen Residences Apartment Yang terletak di Jl. Rs Fatmawati No.1, Cilandak dengan struktur sejumlah 23 lantai dan basement. Gedung ini menggunakan struktur beton bertulang dengan bentang balok rata-rata 6 m dan 8 m . Modifikasi yang akan dilakukan adalah perubahan bentang balok tanpa kolom pada lantai 21,22, dan 23 dan atap yang semulanya memiliki bentang 6 m menjadi 21 m, perubahan panjang bentang tanpa kolom dilakukan untuk memenuhi kebutuhan ruangan

ballroom. Perubahan denah juga akan mempengaruhi panjang-panjang balok yang akan direncanakan. Perbedaan jenis tanah dan kelas gempa antara Padang dan Jakarta juga mengakibatkan perubahan analisa pondasi. Berikut gambar denah dan potongan gedung yang akan dimodifikasi menggunakan beton pratekan.



Gambar 1.1 Denah Tipikal Lantai 2-23 sebelum modifikasi



Gambar 1.2 Denah Rencana Modifikasi Pembalokkan pada lantai 21-23

Kebutuhan akan ballroom yang menggunakan balok dengan panjang lebih dari 12 meter maka elemen struktur beton bertulang biasa diganti dengan balok prategang . Beton prategang merupakan beton mutu tinggi yang dikombinasi dengan dengan baja mutu tinggi (High Strength Steel), selain mempunyai kekuatan yang tinggi, beton prategang juga mempunyai struktur yang ramping, sehingga didapat ruangan bebas yang dapat digunakan sesuai dengan kebutuhan dan fungsinya. Komponen struktur prategang mempunyai tinggi antara 65-80 persen dari

tinggi komponen struktur beton bertulang. Maka komponen struktur pratekan membutuhkan sedikit beton, dan sekitar 20 sampai 35 persen banyaknya tulangan (Nawy, 2001).

Dari penjelasan di atas, telah diketahui kelebihan - kelebihan beton prategang dibanding dengan balok beton bertulang, oleh karena itu diharapkan dalam menyelesaikan permasalahan modifikasi Apartemen Aspen Residences dapat menjadi efektif dan efisien . Agar memenuhi segala persyaratan keamanan, sehingga modifikasi yang menggunakan ACI 318-14M , SNI 03-1726-2012 untuk perhitungan gempa serta peraturan pembebanan menggunakan PPIUG 1983 dan merubah struktur menjadi SRPM-K dapat dilaksanakan dengan tepat .

1.2 RUMUSAN MASALAH

- 1) Bagaimana menentukan permodelan dan asumsi pembebanan ?
- 2) Bagaimana asumsi perhitungan menggunakan ACI 318-14M dan SNI gempa 03-1726- 2012 ?
- 3) Bagaimana melakukan perhitungan struktur sekunder seperti pelat,tangga ?
- 4) Bagaimana menganalisa gaya dalam struktur bangunan yang telah dimodifikasi ?
- 5) Bagaimana analisa dan perhitungan pondasi dengan kondisi tanah yang berbeda ?
- 6) Bagaimana hasil akhir modifikasi gedung Apartemen Aspen Residences Padang ?

1.3 TUJUAN PERENCANAAN

- 1) Menentukan permodelan dan asumsi pembebanan sesuai peraturan yang ada

- 2) Menganalisa dan menghitung struktur bangunan menggunakan ACI 318-14M dan SNI gempa 03-1726-2012
- 3) Menganalisa dan menghitung struktur sekunder seperti pelat dan tangga
- 4) Menganalisa gaya dalam struktur bangunan yang telah dimodifikasi menggunakan program bantu SAP
- 5) Menganalisa dan melakukan perhitungan pondasi dengan kondisi tanah yang berbeda
- 6) Membuat gambar teknik dari hasil perancangan dengan menggunakan Autocad

1.4 BATASAN MASALAH

- 1) Tidak meninjau analisis biaya konstruksi
- 2) Perencanaan ini hanya meninjau metode pelaksanaan yang berkaitan dengan perhitungan struktur

1.5 MANFAAT

Manfaat yang bisa diperoleh dari perancangan ini, ialah:

- 1) Dapat mengetahui konsep pelaksanaan beton prategang pada pembangunan gedung bertingkat yang memenuhi persyaratan keamanan
- 2) Mengetahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur dapat dihindari
- 3) Dapat memberikan referensi dalam perencanaan dan pelaksanaan beton prategang

Halaman Ini Sengaja Dikosongkan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 UMUM

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas beberapa jurnal dan dasar teori yang berhubungan dengan perencanaan gedung Apartemen Aspen Residences. Diperlukan tinjauan khusus terhadap perencanaan struktur menggunakan beton prategang.

2.2 BETON PRATEGANG

Beton Prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besaran distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu (Lin, 2000). Beton Prategang juga dapat disimpulkan sebagai beton structural dimana tegangan dalam diberikan untuk mereduksi tegangan tarik potensial dalam beton yang dihasilkan dari beban

2.2.1 JENIS BETON PRATEGANG

Beton prategang diklasifikasikan menjadi dua jenis (Nawy, 2000) yaitu :

- a. Pre-tensioned Prestressed Concrete (pratarik)
Pratarik adalah metode prategang dimana tendon ditegangkan sebelum beton di cor. Setelah beton cukup keras tendon dipotong dan gaya prategang akan tersalur ke beton melalui lekatan. Untuk metode pratarik ini terdapat kekurangan pada peletakan posisi tendon, tendon hanya bisa dipasang dengan bentuk horizontal saja.

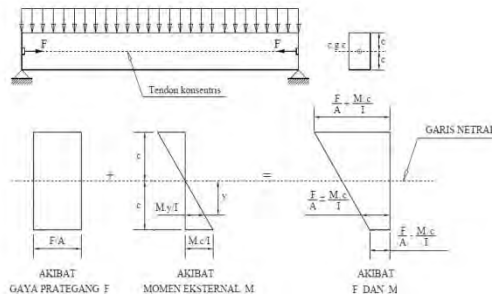
- b. **Post-Tensioned Prestressed Concrete (pascatarik)**
Metode pascatarik merupakan metode dimana tendon ditarik setelah beton di cor. Sebelum pengecoran, dipasang dahulu selongsong untuk alur tendon. Setelah beton mengeras tendon dimasukkan ke dalam selubung tendon yang sudah dipasang. Penarikan dilakukan setelah beton mencapai kekuatan yang diinginkan. Setelah penarikan dilakukan proses grouting.

2.2.2 PRINSIP DASAR

Beton prategang merupakan beton yang diberikan tegangan tekan internal sehingga dapat menghilangkan tegangan tarik yang terjadi akibat beban eksternal.

Beton prategang itu sendiri memiliki beberapa prinsi dasar, terdapat 3 prinsip beton prategang, yaitu :

1. System prategang yang digunakan untuk mengubah beton yang getas menjadi bahan yang elastis. Yaitu dengan memberikan tekanan terlebih dahulu, bahan beton yang getas akan menjadi bahan yang elastis. Dengan memberikan tekanan dengan menarik baja, beton yang bersifat getas akan kuat menahan beban tarik (Freysinnet,2011) .

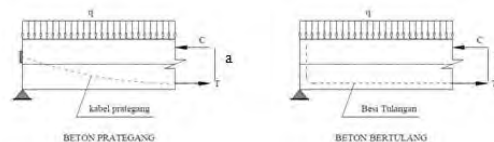


Gambar 2.1 Tegangan Pada Beton Prategang

Akibat gaya tekan yang diberikan, F yang bekerja pada pusat berat penampang beton akan memberikan tegangan tekan yang merata diseluruh penampang beton sebesar F/A , dimana A adalah luas penampang beton. Akibat beban merata yang memberikan tegangan tarik dibawah garis netral dan tegangan tekan diatas garis netral pada serat terluar penampang, digunakan perumusan sebagai berikut :

$$F = \frac{M \times C}{I} \quad (2-1)$$

2. Sistem prategang yang mengkombinasikan baja mutu tinggi dengan beton mutu tinggi. Konsep ini hampir sama dengan konsep beton bertulang, yaitu beton prategang merupakan kombinasi kerja sama antara baja prategang dan beton, dimana beton menahan beban tekan dan baja prategang menahan beban tarik.



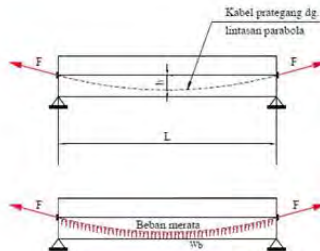
Gambar 2.2 Sistem Pratekan dengan Baja dan Beton Mutu Tinggi

Pada beton prategang, baja prategang ditarik dengan gaya prategang T yang mana membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton C untuk melawan momen akibat beban luar.

Pada beton bertulang biasa, besi penulangan menahan gaya tarik T akibat beban luar, yang membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton C untuk melawan

momen akibat beban luar. Dengan nilai $C = T$ dan $M_{\text{luar}} = M_{\text{dalam}}$ dengan nilai $M_{\text{dalam}} = C \times Z$ (beton bertulang) dan $C \times a$ (beton prategang).

3. System prategang untuk mencapai keseimbangan beban. Pada konsep ini prategang digunakan untuk membuat keseimbangan gaya- gaya pada balok. Pada design struktur beton prategang, pengaruh dari pratekan dianggap sebagai keseimbangan berat sendiri. Sehingga batang yang mengalami lendutan tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi.



Gambar 2.3 Beban Merata Yang Bekerja Pada Tendon

Balok beton diatas dua perletakan yang diberi gaya pratekan F melalui suatu kabel pratekan dengan lintasan parabola. Beban akibat gaya pratekan yang terdistribusi secara merata kearah atas (Lin, 2000) dirumuskan sebagai berikut :

$$W_b = 8.F.h / (L^2) \quad (2-2)$$

Dimana : W_b = beban merata kearah atas
 h = tinggi parabola kabel lintasan prategang
 L = bentangan balok

F = gaya prategang

Jadi, beban merata akibat beban diimbangi oleh gaya merata akibat prategang

2.2.3 MATERIAL PRATEGANG

a. Beton

Beton yang digunakan pada prategang pada umumnya merupakan beton mutu tinggi, hal ini dilakukan untuk menahan tegangan tekan pada pengangkuran beton, agar tidak terjadi keretakan. Tegangan ijin pada beton yang mengalami prategang dibagi menjadi 2 kategori, yaitu tegangan ijin pada saat transfer dan tegangan ijin pada saat service. (Lin, 2000) , berikut rumus tegangan ijin saat transfer

$$0.60f'_{ci} \text{ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan} \quad (2-3)$$

$$0.5\sqrt{f'_{ci}} \text{ Tegangan tarik pada balok sederhana diatas 2 tumpuan} \quad (2-4)$$

$$0.25\sqrt{f'_{ci}} \text{ Tegangan tarik pada balok pada lokasi lainnya} \quad (2-5)$$

Tegangan ijin pada saat service :

$$0.45f'_c \text{ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan} \quad (2-6)$$

$$0.5\sqrt{f'_c} \text{ Tegangan tarik pada balok} \quad (2-7)$$

$$\text{Dimana : } f_{ci} = 0.95 f_c \quad (2-8)$$

b. Baja

Baja prategang yang digunakan terbagi menjadi 3 tipe, kawat tunggal (wire), Untaian kawat (strand) dan kawat batangan (bar). Setiap jenis kawat biasanya digunakan untuk metode yang berbeda, kawat tunggal digunakan dalam beton prategang pra-tarik, untuk untai kawat biasa digunakan dalam beton prategang pasca-tarik dan kawat batangan biasa digunakan untuk beton prategang pra-tarik. Baja yang digunakan memiliki batasan tegangan ijin sebesar 0.94 fpy Akibat gaya penarikan (jacking) dan 0.7 fpu sesaat setelah transfer gaya (Lin,2000)

2.2.4 TAHAPAN PEMBEBANAN

Beton prategang memiliki dua tahapan pembebanan. Pada setiap tahapan pembebanan harus selalu dilakukan pengecekan kondisi beton pada bagian yang tertekan maupun tertarik untuk setiap penampang. Tahapan pembebanan pada beton prategang adalah :

a. Tahap transfer

Pada metode pratarik, tahap transfer ini terjadi pada saat angker dilepas dan gaya prategang ditransfer ke beton. Untuk metode pascatarik, tahap transfer ini terjadi pada tahap saat beton sudah cukup umur dan dilakukan penarikan kabel prategang. Pada saat transfer ini beban-beban layan belum bekerja.

b. Tahap Service

Setelah beton prategang digunakan atau difungsikan sebagai komponen struktur, maka beton sudah memasuki tahap service, yaitu tahap dimana semua beban layan sudah bekerja. Pada saat ini semua kehilangan prategang sudah harus diperhitungkan dalam analisa struktur.

2.2.5 KEHILANGAN PRATEGANG

Kehilangan gaya prategang adalah berkurangnya gaya yang bekerja pada tendon pada tahap-tahap pembebanan. Kehilangan gaya prategang dibagi menjadi 2 kategori (Nawy,2000), yaitu :

1. Kehilangan Segera (langung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan yang terjadi segera setelah beton diberi gaya prategang. Kehilangan gaya prategang langsung disebabkan oleh :

a. Perpendekan elastis beton

Pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja prategang turut memendek bersamanya. Jadi ada kehilangan gaya prategang pada baja.(Lin,2000)

$$ES = Kes \times n \times F_{cir} \quad (2-9)$$

Dimana :

- Kes : koefisien perpendekan (untuk pasca-tarik Kes = 0.5)
- n : Perbandingan modulus elastisitas beton dan baja (Es/Ec)
- F_{cir} : Tegangan pada penampang beton

b. Kehilangan akibat friksi atau geseran sepanjang tendon, hal ini terjadi pada beton prategang dengan system post-tension. Pada struktur beton prategang dengan tendon yang dipasang melengkung ada gesekan antara system penarik (jacking) dan angkur, sehingga tegangan yang ada pada tendon akan lebih kecil dari pada tegangan yang diberikan. Kehilangan akibat gesekan dipengaruhi oleh pergerakan dari selongsong (wobble) dan kelengkungan tendon.

$$F_2 = F_1 \cdot e^{-\mu\alpha - KL} \quad (2-10)$$

Dimana : F_2 = gaya prategang pada titik 1
 F_1 = gaya prategang pada titik 2
 e = panjang kabel prategang dari titik 1 ke 2
 μ = koefisien geseran akibat kelengkungan kabel
 α = Sudut pada tendon
 K = Koefisien wobble
 L = panjang kabel prategang dari titik 1 ke 2

c. Kehilangan akibat slip angkur

Kehilangan akibat slip terjadi pada saat kabel prategang dilepas dari mesin penarik, kemudian kabel ditahan oleh baji dipengangkuran dan gaya prategang ditransfer dari mesin penarik ke angkur. Pada umumnya slip yang terjadi dipengangkuran berkisar 2.5 mm. (Lin, 2000)

$$\Delta = \frac{S \text{ rata-rata} \times 100\%}{\Delta_a} \quad (2-11)$$

$$\Delta_a = \frac{\sigma L}{E_s} \quad (2-12)$$

Dimana :

- Δ = Kehilangan Gaya Prategang (%)
- a = Deformasi pada angkur
- σ = Tegangan Pada Beton
- E_s = Modulus Elastisitas pada Baja Prategang
- L = Panjang Kabel
- Srata-rata = Harga Rata-rata Slip Angkur

2. Kehilangan tergantung waktu
 Kehilangan gaya prategang tergantung waktu disebabkan oleh :

a. Kehilangan gaya prategang akibat rangkai

Kehilangan gaya prategang yang diakibatkan oleh rangkai dari beton merupakan salah satu kehilangan gaya prategang tergantung pada waktu yang diakibatkan oleh proses penuaan dari beton selama pemakaian. Rangkai pada beton prategang dapat terjadi pada 2 kondisi yaitu kondisi bonded tendon dan unbounded tendon. (Lin,2000)

- Perhitungan Rangkai pada *Bonded Tendon*

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) [f_{cir} - f_{c,d,s}] \quad (2-13)$$

Dimana :

- CR = kehilangan prategang akibat rangkai
- K_{cr} = koefisien rangkai ; pratarik (2) , pascatarik (1.6)

E_s = Modulus elastisitas baja

E_c = Modulud elastisitas beton

f_{cir} = tegangan beton sesaat setelah transfer gaya prategang

$f_{c,d,s}$ = tegangan beton pada pusat berat tendon akibat dead load

Perhitungan rangkai pada *Unbounded tendon*

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot f_{cpa} \quad (2-14)$$

Dimana : f_{cpa} = tegangan tekan beton rata-rata pada pusat berat tendon

b. Kehilangan gaya prategang akibat susut

Penyusutan beton dipengaruhi oleh rasio antara volume beton dan luas permukaan beton, dan juga kelembapan relative waktu antara pengecoran dan pemberian gaya prategang. (Lin,2000)

$$SH = (8,2/10-6) K_{sh} \cdot E_s [1-0,06(v/s)] [100-RH] \quad (2-15)$$

Dimana : SH = kehilangan tegangan pada tendon akibat penyusutan beton

E_s = Modulus elastisitas baja

v = Volume beton dari suatu komponen struktur beton prategang

s = Luas permukaan dari komponen struktur beton prategang

RH = kelembapan udara relative

K_{sh} = koefisien penyusutan

c. Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja prategang

Relaksasi baja prategang terjadi pada baja dengan perpanjangan tetap dalam suatu periode yang mengalami kekurangan gaya prategang (Lin,2000). Besarnya kehilangan gaya prategang dapat dihitung dengan persamaan :

$$RE = [Kre - J(SH + CR + ES)] * C \quad (2-16)$$

Dimana :

- RE = Kehilangan tegangan
- C = Factor relaksasi yang tergantung jenis kawat
- Kre = Koefisien relaksasi, harganya berkisar 41 – 138 N/mm²
- J = Faktor waktu, harganya berkisar antara 0.05 – 0.15
- SH = Kehilangan tegangan akibat susut
- CR = Kehilangan tegangan akibat rangkai
- ES = Kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis

2.2.6 MOMEN RETAK

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retakan-reatakan kecil pertama pada balok beton prategang yang dihitung dengan teori elastic, dengan menganggap bahwa retakan mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya (f_r). Momen retak dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$\begin{aligned} M_{cr} &= M_1 + M_2 \\ M_1 &= F \times (e + Kt) \quad M_2 = F_r \times W_b \end{aligned} \quad (2-17)$$

$$F_r = 0,7 \sqrt{f'_c}$$

Dimana :

- M_{cr} = Momen Crack
- F = gaya prategang pada saat servis

e	=	eksentrisitas tendon terhadap garis netral penampang beton
Kt	=	daerah kern diatas sumbu netral beton
F _r	=	tegangan tarik pada serat terluar beton
W _b	=	momen resisten bawah (I/Y _b)

2.2.7 MOMEN NOMINAL

Momen nominal adalah momen batas yang dimiliki oleh penampang beton yang berfungsi untuk menahan momen ultimate dan momen retak yang terjadi. Berdasarkan (Lin,2000) Momen nominal dapat dihitung menggunakan persamaan :

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - 0.59 \frac{A_{ps} f_{ps}}{b f'_c} \right)$$

Dengan ketentuan : $\phi M_n > M_u$; $\phi M_n > 1.2 M_{cr}$

Dimana:	M _n	=	Momen nominal
	M _u	=	Momen ultimate
	A _{ps}	=	Luasan tendon prategang
	f _{ps}	=	Tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat nominal
	d _p	=	Jarak penampang baja ke serat atas beton
	b	=	Lebar penampang beton
	f' _c	=	Mutu beton
	φ	=	Angka reduksi (0.9)

2.2.8 KONTROL LENDUTAN

Lendutan pada beton prategang harus ditinjau untuk memenuhi kebutuhan layan suatu struktur beton. Lendutan pada elemen struktur beton prategang disebabkan oleh beberapa hal, yaitu :

a. Lendutan yang diakibatkan eksentrisitas tendon

Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok terjadi karena terdapat jarak antara eksentrisitas tepi balok dan sumbu netral penampang beton. Hal ini mengakibatkan terjadinya lendutan ke arah bawah.

$$\Delta = \frac{F_o \times e \times L^4}{8 E_c \times I}$$

(2-19)

Dimana :	Δ	=	Lendutan Yang Terjadi
	F_o	=	Gaya Prategang
	e	=	Eksentrisitas tendon terhadap sumbu netral
	L	=	Panjang Efektif
	E_c	=	Modulus Elastisitas Beton
	I	=	Inersia Beton

b. Lendutan yang diakibatkan tekanan tendon prategang
Tendon yang diberikan gaya prategang mengakibatkan balok menerima lendutan dengan arah ke atas.

$$\Delta = \frac{5 \times F_o \times L^4}{384 \times E_c \times I}$$

(2-20)

Dimana :	Δ	=	Lendutan Yang Terjadi
	F_o	=	Gaya Prategang
	e	=	Eksentrisitas tendon terhadap sumbu netral
	L	=	Panjang Efektif
	E_c	=	Modulus Elastisitas Beton
	I	=	Inersia Beton

c. Lendutan yang diakibatkan berat sendiri balok
Balok prategang memiliki berat sendiri yang mengakibatkan terjadinya lendutan ke arah bawah pada balok itu sendiri.

$$\Delta = \frac{5 \times q_o \times L^4}{384 \times E_c \times I}$$

(2-21)

Dimana :	Δ	=	Lendutan Yang Terjadi
	q_o	=	q beban
	e	=	Eksentrisitas tendon terhadap sumbu netral
	L	=	Panjang Efektif
	E_c	=	Modulus Elastisitas Beton
	I	=	Inersia Beton

d. Lendutan yang diakibatkan beban mati dan hidup yang bekerja diatas balok

Beton prategang juga menerima lendutan yang terjadi akibat adanya gaya dari luar berupa beban mati dan beban hidup yang mengakibatkan lendutan ke arah bawah. Beban-beban yang bekerja terbagi menjadi beban terpusat dan beban merata.

- Beban Merata

$$\Delta = \frac{5 \times q_0 \times L^4}{384 \times E_c \times I} \quad (2-22)$$

- Beban Terpusat

$$\Delta = \frac{P \times L^3}{48 \times E_c \times I} \quad (2-23)$$

Dimana :	Δ	=	Lendutan Yang Terjadi
	q_0	=	q beban
	P	=	Beban Terpusat
	e	=	Eksentrisitas tendon terhadap sumbu netral
	L	=	Panjang Efektif
	E_c	=	Modulus Elastisitas Beton
	I	=	Inersia Beton

2.3 BETON PRATEGANG PADA BANGUNAN TINGGI

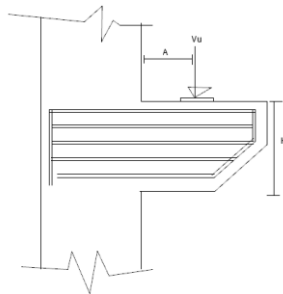
Pada bangunan efek gaya lateral yang bekerja dapat menyebabkan deformasi lateral yang berlebihan. Penggunaan prategang dalam struktur dapat membantu mengurangi daktilitas struktur. Penggunaan prategang pada balok prategang juga dapat mengurangi jumlah sendi plastis yang terbentuk pada saat keuntuhan. Apabila gaya prategang relative kecil dimana nilai gaya prategang cukup mengimbangi beban mati dan 0.4 beban hidup, sifat struktur seperti ini terhadap kombinasi beban vertikal

dan beban lateral batas, mendekati sifat-sifat struktur beton bertulang biasa.(Sudrajat, 2005)

2.3.1 SISTEM YANG DIGUNAKAN

Untuk perencanaan ini akan digunakan sistem konsol pendek. Pada dasarnya konsep dasar dari sistem ini adalah menjadikan balok pratekan itu simple beam sehingga bisa mengabaikan gaya gempa yang terjadi pada gedung dikarenakan balok pratekan memang tidak direncanakan untuk menahan gempa serta dapat mengurangi penggunaan tulangan lentur pada balok pratekan itu sendiri

2.3.2 PENGARUH SISTEM PRATEKAN TERHADAP STRUKTUR LAINNYA



Gambar 2.4 Ilustrasi Sistem Konsol Pendek

Pada Gambar 2.4 bisa dilihat bahwa V_u dari balok pratekan akan mengakibatkan momen terhadap kolom yang dipasang konsol pendek. Maka perkuatan kolom pada lantai yang dipasang prestress akan dipengaruhi oleh V_u balok tersebut.

2.4 EFISIENSI BETON PRATEGANG

Kebutuhan ballroom pada apartemen akan membutuhkan ruang yang luas, maka diperlukan balok dengan bentang yang panjang. Penggunaan beton prategang merupakan salah satu cara yang paling efektif untuk memenuhi kebutuhan balok bentang panjang. Berdasarkan penelitian, untuk balok dengan bentang besar dari 7.5m, metode post-tensioning akan lebih ekonomis. (Cross, 2011). Penggunaan pratekan juga dapat meningkatkan efisiensi kontruksi. Sifat pratekan yang di desain dapat menahan beban sendiri pada saat diberikan gaya mengakibatkan peningkatan efisiensi kontruksi 5-10%. Hal ini juga dipengaruhi dengan siklus kontruksi yang singkat. (Partha, 2008)

2.5 TINJAUAN STRUKTUR TERHADAP GEMPA

Ada beberapa tinjauan mengenai perhitungan gempa yang perlu diperhatikan untuk mengetahui kriteria design yang paling cocok untuk perhitungan struktur yang tahan gempa. Menurut SNI 1726:2012, gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewat sebesar 2 % selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 %.

2.5.1 FAKTOR KEUTAMAAN GEMPA

Faktor keutamaan gempa ditentukan dari jenis pemanfaatan gedung sesuai dengan kategori resiko pada peraturan. Kategori resiko untuk gedung perkantoran masuk dalam kategori resiko II dengan factor keutamaan gempa (I) 1,0.

Tabel 2.1 Kategori Resiko Gedung Perkantoran

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertemuan, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Tabel 2.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_a
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

2.5.2 KELAS SITUS

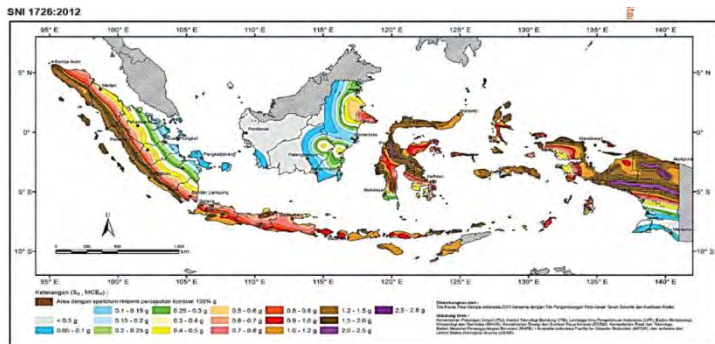
Kelas situs ditentukan berdasarkan data tanah yang didapat dari proses pengumpulan data. Pada data tanah didapatkan nilai N (tes N_{spt}) sampai kedalaman 36 meter hampir sama dengan 50 jadi dapat dikatakan tanah termasuk dalam kelas situs SD (Tanah Sedang)

Tabel 2.3 Kelas Situs

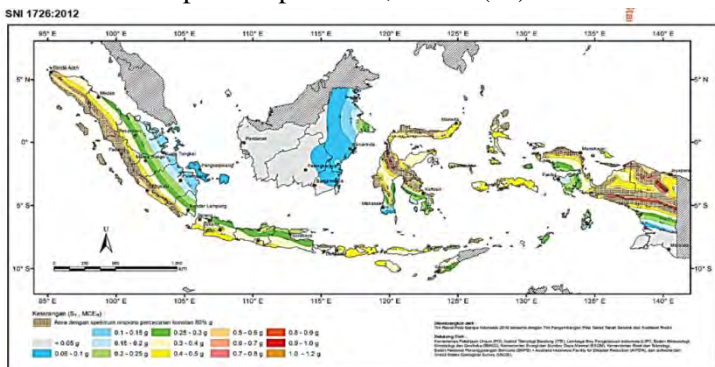
Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{60}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15sampai 50	50 sampai100

2.5.3 PARAMETER RESPON SPECTRAL

Untuk daerah Padang mempunyai parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda pendek 0.2 detik (S_s) sebesar 1,344g dan parameter respon spectral percepatan gempa terpetakan untuk perioda 1 detik (S_1) sebesar 0,599g



Gambar 2.5 Parameter spectra percepatan gempa untuk perioda pendek 0,2 detik (S_s)



Gambar 2.6 Parameter spectra percepatan gempa untuk perioda 1 detik (S_1)

2.5.4 PARAMETER PERCEPATAN SPECTRA DESIGN

Parameter percepatan spektra disain untuk periode pendek 0,2 detik (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1}$$

Dimana S_{MS} dan S_{M1} didapat dari tabel berikut

$$S_{MS} = F_a S_s$$

$$S_{M1} = F_v S_1$$

F_a dan F_v didapat dari tabel 2.4 Koefisien Situs

Tabel 2.4 Koefisien Situs F_a dan F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Untuk perioda pendek 0.2 detik (S_s) sebesar 1,344g dan parameter respon spektral percepatan gempa terpetakan untuk perioda 1 detik (S_1) sebesar 0,599g dengan kelas situs SD didapatkan daerah Padang memiliki S_{DS} sebesar 1,0 dan S_{D1} sebesar 1,5.

2.5.5 KATEGORI DESIGN SEISMIK

Menurut SNI 1726:2012 kategori desain seismik dibagi berdasarkan tabel 2.5 dan 2.6

Tabel 2.5 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{d1}

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 2.6 Kategori Desain Seismik Berdasarkan S_{D1}

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Tabel 2.7 Sistem Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^d	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^d	Faktor pembesaran defleksi, C_d^d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_s (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
E.Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempayang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	8	2%	5	TB	TB	10	T1	T1 ^g
2. Dinding geser beton bertulang khusus	8%	2%	5	TB	TB	48	30	30

Untuk S_{DS} sebesar 1,00 dan S_{D1} sebesar 1,50 dan kategori risiko I kategori desain seismik tergolong kategori D. Untuk kategori D tipe Sistem Ganda dengan rangka pemikul momen dengan dinding geser beton bertulang khusus

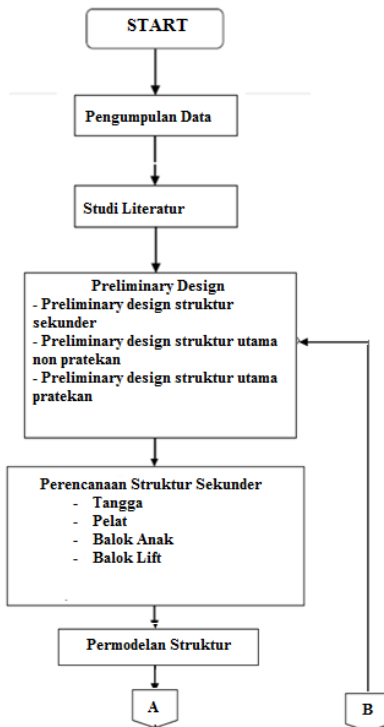
BAB III

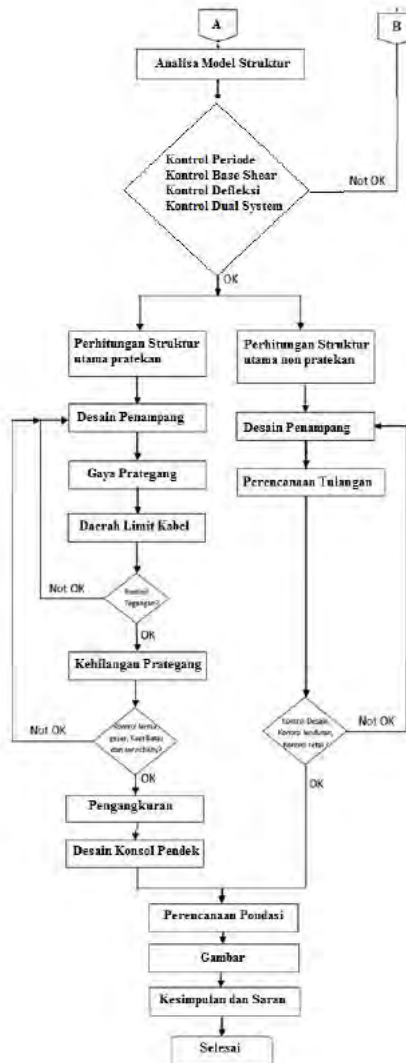
METODOLOGI

3.1 UMUM

Sebelum Mengerjakan Tugas Akhir , maka perlu disusun langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan

3.2 BAGAN ALIR Pengerjaan Tugas Akhir





Gambar 3.1 Bagan Alir Pekerjaan

3.3 PENGUMPULAN DATA

Data Bangunan yang akan digunakan dalam perencanaan gedung Apartemen Aspen Residences Padang :

Data Asli Bangunan :

Nama Proyek	:	Apartemen Aspen Residences Tower C
Jenis Bangunan	:	Struktur Beton Bertulang
Lokasi Bangunan	:	Jl. Rs Fatmawati No.1, Cilandak
Jumlah Lantai	:	23 Lantai, Basement
Tinggi Bangunan	:	132 m

Akan dimodifikasi Menjadi :

Nama Proyek	:	Apartemen Aspen Residences Padang
Jenis Bangunan	:	Struktur Beton Bertulang dengan sebagian balok prategang
Lokasi Bangunan	:	Padang, Sumatera Barat
Jumlah Lantai	:	23 Lantai
Tinggi Bangunan	:	115 m
Mutu Beton (f_c')	:	40 Mpa
Mutu Baja (f_y)	:	400 Mpa
Data Tanah	:	Terlampir

3.4 STUDI LITERATUR

Studi Literatur yang dilakukan dengan menggunakan beberapa buku pustaka mengenai perancangan beton pratekan dan struktur gedung secara umum , studi literatur dilakukan untuk

dapat menggunakan teori-teori dalam pelaksanaan tugas akhir .
Untuk judul-judul referensi yang dipakai dapat dilihat pada daftar pustaka.

3.5 PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

Perencanaan struktur sekunder dianggap sebagai penyalur beban yang ada menuju struktur utama. Perencanaan struktur sekunder meliputi :

1. Perencanaan pelat
Dimensi pelat dihitung dengan memperhitungkan pembebanan dan penulangan pelat terlebih dahulu .
Perencanaan tebal pelat mengikuti ACI 318-14M R7.3 tabel 7.3.1.1

Tabel 3.1 Tebal Minimum Pelat Tanpa Balok Interior

Support condition	Minimum $h^{[1]}$
Simply supported	$\ell/20$
One end continuous	$\ell/24$
Both ends continuous	$\ell/28$
Cantilever	$\ell/10$

2. Perencanaan tangga
Perhitungan dimensi, pembebanan dan Penulangan dilakukan dahulu untuk perancangan tangga . Kemiringan dan Perbandingan injakkan harus memenuhi syarat sebagai berikut :

$$25^{\circ} \leq \alpha \leq 40^{\circ} \qquad 60 \leq (2t + i) \leq 65 \qquad (3 - 1)$$

Dimana : t = tanjakan
 I = injakan
 α = sudut kemiringan tangga

3. Perencanaan balok lift
Perencanaan balok lift diawali dengan penentuan kapasitas lift yang akan digunakan. Balok lift dihitung berdasarkan fungsi sebagai balok pengangkat dan balok perletakan.
4. Perencanaan balok anak
PBI 1971 halaman 199 tabel 13.2 mengatur tentang ketentuan momen yang bekerja pada balok . ACI 318-14M R9.3 tabel 9.3.1.1 dan tebal minimum balok.

Tabel 3.2 Peraturan Tebal Minimum Balok

Support condition	Minimum $h^{(1)}$
Simply supported	$\ell/16$
One end continuous	$\ell/18.5$
Both ends continuous	$\ell/21$
Cantilever	$\ell/8$

3.6 PRELIMINARY DESIGN

Preliminary desain dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal struktur sesuai dengan peraturan ACI 318-14M, yang berupa :

1. Preliminary desain Struktur non - pratekan
ACI 318-14M digunakan sebagai acuan tentang perhitungan dimensi struktur utama non-pratekan meliputi balok utama dan kolom
2. Preliminary desain struktur pratekan
ACI 318-14M R9 digunakan sebagai acuan dalam penentuan dimensi balok pratekan
3. Metode Pelaksanaan Struktur Pratekan

Metode Perletakkan konsol pendek digunakan sebagai sambungan antar balok pratekan dan kolom .

3.7 PEMBEBANAN

Pembebanan pada perencanaan ini menggunakan peraturan yang sesuai dengan PPIUG 1983, SNI 03-1726-2012 untuk gempa dan kombinasi pembebanan menggunakan ACI 318-14M R9 antara lain

1. **Beban Mati**
Beban mati terdiri dari berat struktur sendiri, dinding, pelat, serta berat finishing arsitektur (PPIUG 1983 Tabel 2.1).
2. **Beban Hidup**
Beban hidup untuk rumah tinggal adalah 250 kg/m², 500 kg/m² untuk ballroom dan 100 kg/m² untuk beban pekerja (atap). Beban Hidup untuk parkir adalah 800 kg/m² digunakan untuk beban basement (PPIUG 1983 tabel 3.1)
3. **Beban Gempa**
Beban gempa yang digunakan sesuai SNI 03-1726-2012, dimana wilayah gempa terbagi sesuai percepatan respon spektrumnya. Beban geser dasar nominal statik ekivalen V yang terjadi dari tingkat dasar dihitung sesuai SNI 03-1726-2012 Ps.7.8. V ini harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung ke masing-masing lantai (F) sesuai SNI 03 - 1726 - 2012 Ps.7.8.3.
4. **Kombinasi**
Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan ACI 318-14M R 5 Tabel 5.3.1

Tabel 3.3 Kombinasi Pembebanan

Load combination	Equation	Primary load
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ or } S \text{ or } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

3.8 ANALISA PERMODELAN STRUKTUR

Analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000. Data yang didapat dari SAP 2000 berupaya reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama. Pembebanan menggunakan beban gempa dinamik agar memenuhi ketentuan SNI 03-1726-2012

3.9 PERHITUNGAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEKAN

Perhitungan struktur utama non-pratekan dilakukan setelah mendapatkan analisa gaya menggunakan program SAP 2000. Dilakukan control desain dan perencanaan penulangan struktur utama sesuai ACI 318-14M. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap control geser, control lentur, momen lentur, beban layan (servisability) dan beban ultimate.

1. Preliminary desain balok
Perencanaan dimensi balok diawali dengan penentuan tinggi minimum balok berdasarkan ACI 318-14M R9.3 tabel 9.3.1.1 perhitungan pembebanan

pada balok dan penulangan. Untuk koefisien momen menggunakan PBI 1971 halaman 199 tabel 13.2. dimensi balok dapat dilihat pada Tabel 3.2

2. Preliminary desain kolom
Untuk komponen struktur dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat, maka $\phi = 0,7$, tapi ϕ tersebut hanya memperhitungkan akibat gaya aksial saja. Maka, agar kolom juga mampu memikul gaya momen diambil $\phi = 0,65$.

3.10 PERHITUNGAN STRUKTUR UTAMA PRATEKAN

Dalam perencanaan pratekan dilakukan langkah – langkah dalam perhitungan yang akan di jelaskan sebagai berikut

3.10.1 DESAIN PENAMPANG

Penampang awal pratekan di desain menggunakan beberapa asumsi yang sesuai dengan ketentuan tinggi dimensi balok $L/20$

3.10.2 GAYA PRATEKAN

Penentuan gaya pratekan awal berpengaruh pada momen total, yang kemudian gaya tersebut akan disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai pemilihan penampang. Gaya pratekan berpengaruh pada tendon dan baja sesuai dengan eksentrisitas yang digunakan. Berikut persamaan tegangan yang terjadi pada beton pratekan.

$$\sigma_{ct,b} = \frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot e}{w_{t,b}} \pm \frac{M_{DL}}{w_{t,b}} \pm \frac{M_{LL}}{w_{t,b}} \quad (3-2)$$

F	=	gaya prategang yang diberikan
A	=	luasan penampang beton
E	=	eksentrisitas antara kabel prategang dengan sumbu netral beton
W	=	momen resisten beton (I/y)
M _{dl}	=	Momen yang terjadi akibat beban mati
M _{ll}	=	Momen yang terjadi akibat beban hidup

3.10.3 KONTROL TEGANGAN

ACI 318-14M R 9.3.4 digunakan sebagai batasan tegangan yang terjadi pada balok prestress

3.10.4 KEHILANGAN PRATEGANG

Saat stressing ,kemungkinan kehilangan prategang sangat tinggi sehingga kehilangan prategang perlu diperhitungkan :

1. Kehilangan segera (kehilangan langsung)
Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada pada komponen balok pratekan, yang terdiri dari :
 - a. Kehilangan akibat pengangkuruan
Perumusan (2-11) dan (2-12) pada 2.2.5 mengatur tentang kehilangan akibat pengangkuruan terjadi pada saat tendon dilepas dari penarikan dan mengalami slip
 - b. Kehilangan akibat perpendekan elastis dapat menggunakan perumusan (2-9) pada 2.2.5

- c. Kehilangan akibat gesekan di sepanjang tendon menggunakan perumusan (2-10) pada 2.2.5
- 2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu

Kehilangan yang bertahap sangat mungkin terjadi pada Beton pratekan . berikut kehilangan akibat waktu :

 - a. Kehilangan akibat rangkai

Rangkai terbagi menjadi dua, yaitu *bonded tendon* dan *unbonded tendon*. Rumus umum yang dipakai adalah perumusan (2-13) dan (2-14) pada 2.2.5
 - b. Kehilangan Akibat Susut

Pada umumnya susut terjadi karena perubahan kadar air pada beton itu sendiri . dipakai rumus (2-15) pada 2.2.5
 - c. Kehilangan akibat Relaksasi Baja

Sifat elastisitas baja memungkinkan baja relaksasi hingga kehilangan gaya prategangnya itu sendiri . ini diatur pada perumusan (2-16) pada 2.2.5

3.10.5 KONTROL LENTUR

Balok prategang yang menggunakan sistem konsol pendek tidak dirancang untuk menahan gaya gempa ,sehingga untuk tulangan lentur cukup diberi tulangan praktis saja.

3.10.6 KONTROL GESER

Kontrol geser serta perhitungan tulangan geser didasari pada ACI 318-14 M R 9.6.3. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

3.10.7 KONTROL LENDUTAN

Lendutan perlu dibatasi dikarenakan jika terjadi lendutan yang berlebihan maka akan mengganggu psikologis pengguna bangunan dan sebagai indikasi kegagalan struktur , sehingga perlu

untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. ACI 318-14 M R 24.2 batas lendutan terdapat pada Tabel ACI 318-14 M Tabel 24.4.3.2

Tabel 3.4 Tabel Batas Lendutan

Member	Condition		Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs	Not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections		Immediate deflection due to maximum of L , S , and R	$\ell/180^{(1)}$
Floors			Immediate deflection due to L	$\ell/360$
Roof or floors	Supporting or attached to nonstructural elements	Likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements, which is the sum of the time-dependent deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load ⁽²⁾	$\ell/480^{(3)}$
		Not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^{(4)}$

3.10.8 KONTROL KUAT BATAS BETON PRATEKAN

Kuat batas balok pratekan yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut :

$$1,2M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n$$

(3-3)

M_{cr}	=	momen retak yang terjadi pada balok pratekan
M_u	=	momen <i>ultimate</i> balok pratekan
M_n	=	Kapasitas penampang
ϕ	=	Faktor reduksi

3.10.9 PENGANGKURAN

Tekanan yang sangat besar menyebabkan pengangkuran dilakukan untuk mencegah kegagalan yang diakibatkan hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon. Berdasarkan ACI 318-14 M R 25.8 Daerah pengangkuran harus dianggap tersusun dari dua daerah, yaitu :

- a. Daerah local adalah prisma persegi(atau prisma persegi ekivalen untuk angkur oval) dari beton yang langsung mengelilingi alat angkur dan sebagian tulang pengekang.
- b. Daerah umum adalah daerah pengangkuran dimana gaya prategang terpusat disalurkan ke beton dan disebarkan secara lebih merata pada seluruh penampang.

3.11 PERENCANAAN PONDASI

Setelah menghitung seluruh beban struktur atas, pondasi dapat direncanakan berdasarkan beban struktur atas yang terdistribusi ke pondasi. Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan pondasi :

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Menghitung daya dukung tanah
3. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan
4. Menentukan efisiensi dari pondasi
5. Merencanakan pile cap

3.12 OUTPUT GAMBAR

Hasil analisa struktur sekunder, struktur utama non-pratekan, struktur utampa pratekan, dan pondasi dituangkan dalam bentuk gambar teknik yang dapat menjelaskan hasil perhitungan. Gambar dikerjakan dengan menggunakan program bantu sipil AutoCAD .

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1 PRELIMINARY DESAIN

4.1.1 UMUM

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. Preliminary desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, balok pratekan, pelat, dan kolom. Sebelum melakukan preliminary baik nya dilakukan penentuan data perencanaan dan beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

4.1.2 DATA PERENCANAAN

Perencanaan Gedung Apartemen Aspen Residences menggunakan beton bertulang pada keseluruhan struktur gedung. Berikut ini adalah data-data perencanaan struktur gedung.

- Tipe Bangunan : Gedung Apartemen
- Jenis Bangunan : Struktur beton bertulang dengan sebagian beton prategang
- Lokasi Bangunan : Padang, Sumatera Barat
- Jumlah Lantai : 23 Lantai
- Tinggi Bangunan : 115 m
- Luas Bangunan : 1002 m²
- Mutu Beton (f_c') : 40 MPa
- Mutu Baja (f_y) : 400 MPa

4.1.3 PEMBEBANAN

1. Beban Gravitasi

- Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat sendiri beton bertulang : 2400 kg/m^3
 - Adukan finishing : 21 kg/m^3
 - Tegel : 24 kg/m^3
 - Dinding setengah bata : 250 kg/m^3
 - Plafond : 11 kg/m^3
 - Penggantung : 7 kg/m^3
 - Plumbing +ducting : 25 kg/m^3
- Beban Hidup
 - Lantai atap : 100 kg/m^3
 - Lantai : 250 kg/m^3
 - Pelat tangga : 300 kg/m^3

2. Beban Angin

- Dekat dari pantai : 40 kg/m^3

3. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap gempa dilakukan menurut SNI 03-1726-2012

4.1.4 PERENCANAAN BALOK

Penentuan tinggi balok minimum (h_{\min}) dihitung berdasarkan ACI 318-14M Ps. 9.3 (tabel 9.3.3.1 . Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung)

$$h_{\min} = \frac{L}{16}$$

$$b = \frac{1}{2} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

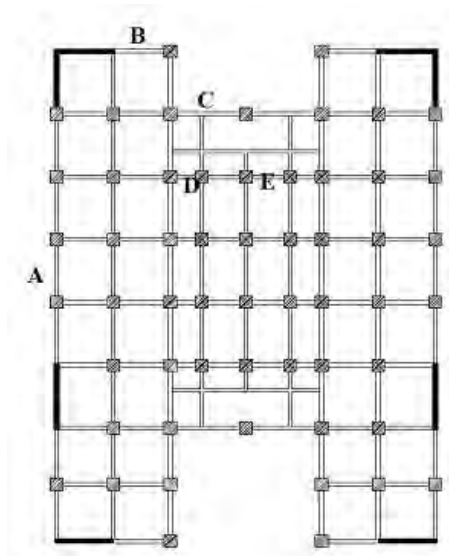
h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Untuk f_y selain 420 MPa, nilai L balok harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$ (ACI 318-14M Ps.9.3.1.1.1)

4.1.4.1 Perencanaan Balok Induk

Gedung yang direncanakan memiliki panjang balok induk yang bervariasi pada arah memanjang.



Gambar 4.1 Variasi Balok Apartemen Aspen Residences

Dari gambar 4.1. dapat dilihat variasi balok yang ditinjau. Sehingga diperoleh perencanaan dimensi balok induk seperti berikut

Tabel 4.1 Preliminary Desain Balok Induk

Balok	Bentang (m)	H min (cm)	H pa	B min	B pakai	Dimensi (cm)	
A	5	30.36	40	15.18	30	40	30
B	4.5	27.32	40	13.66	30	40	30
C	6	36.43	40	18.21	30	40	30
D	2.5	15.18	40	7.59	30	40	30
E	3.5	21.25	40	10.63	30	40	30

4.1.4.2 Perencanaan Balok Anak

Perencanaan dimensi balok anak untuk mutu beton 30 MPa dan mutu baja 400 MPa direncanakan sebagai balok pada dua tumpuan menerus, sehingga digunakan perumusan :

$$h_{\min} = \frac{L}{21}$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Untuk f_y selain 420 MPa, nilai L balok harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y/700)$.

ACI 318-14M Ps.9.3.1.1.1

Dimensi balok anak dengan panjang yang sama dengan balok induk diperoleh sebagai berikut

Tabel 4.2 Preliminary Desain Balok Anak

Balok	Bentang (m)	H min (cm)	H pakai (cm)	B min (cm)	B pakai (cm)
A	2	9.25	30	6.17	25
B	2.5	11.56	30	7.71	25
C	3	13.88	30	9.25	25
D	3.5	16.19	30	10.79	25

4.1.4.3 Perencanaan Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan pada portal pada preliminary desain direncanakan sebagai berikut:

$$h_{\min} = \frac{L}{20}$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

h = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Balok pratekan yang direncanakan memiliki L = 2100 cm, sehingga diperoleh perencanaan

$$h = \frac{L}{20} = \frac{2100}{20} = 105 \text{ cm} \sim 100 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{105}{3} = 66 \text{ cm} \sim 70 \text{ cm}$$

Sehingga direncanakan balok pratekan dengan dimensi 70/100.

4.1.5 PERENCANAAN TEBAL PELAT

4.1.5.1 Peraturan Perencanaan Pelat

Perhitungan dimensi plat berdasarkan ACI 318-14M Tabel 8.3.1.2 bagi tebal plat sebagai berikut :

- a) Untuk $\alpha_m \leq 0,2$ menggunakan Ketentuan ACI 318-14M Tabel 8.3.1.1

b) Untuk $0,2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum plat harus

$$\text{memenuhi } h_1 = \frac{L_n \times \left[0.8 + \frac{f_y}{1400} \right]}{36 + 5\beta[\alpha_m - 0.2]} \text{ dan tidak boleh}$$

kurang dari 125 mm

c) Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum plat harus

$$\text{memenuhi } h_2 = \frac{L_n \times \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh}$$

kurang dari 90 mm

L_n = Panjang bentang bersih

S_n = Lebar bentang bersih

f_y = Tegangan Leleh Baja

β = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

α_m = Nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi – tepi dari suatu panel

Harga α_m didapat dari:

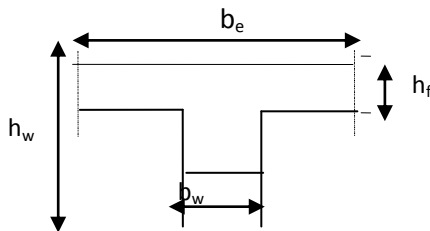
$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{plat} I_{plat}} \quad I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} \quad I_{plat} = L_y \times \frac{hf^3}{12}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right)x \left(\frac{h_f}{h_w}\right) \left[4 - 6\left(\frac{h_f}{h_w}\right) + 4\left(\frac{h_f}{h_w}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right)x \left(\frac{h_f}{h_w}\right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right)x \left(\frac{h_f}{h_w}\right)}$$

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok :

Balok Tengah :



Nilai b_e :

$$b_e = 1/4 L_y$$

$$b_e = b_w + 16 h_f$$

dari kedua nilai b_e tersebut diambil yang terkecil.

Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Pelat yang direncanakan berupa pelat lantai dengan 2 tipe pelat dengan spesifikasi sebagai berikut

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Rencana tebal pelat lantai dan atap: 12 cm

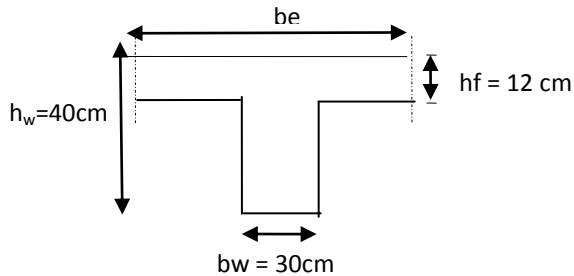
Perhitungan lebar efektif pelat

$$L_n = 500 \text{ cm} - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 470 \text{ cm}$$

$$S_n = 450 \text{ cm} - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 420 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_{yn}}{L_{xn}} = \frac{470}{420} = 1,119 < 2 \quad (\text{Pelat 2 arah})$$

Balok induk Memanjang (30 x 40), $L_y = 470 \text{ cm}$



- $be = \frac{1}{4} L_y = \frac{1}{4} (470) = 117.5 \text{ cm}$

- $be = bw + 16 h_f$
 $= 30 + (16 \times 12)$
 $= 222 \text{ cm}$

Dipakai $be = 117.5 \text{ cm}$

$$K =$$

$$\frac{1 + \left(\frac{117.5}{30} - 1 \right) x \left(\frac{12}{40} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{12}{40} \right) + 4 \left(\frac{12}{40} \right)^2 + \left(\frac{117.5}{40} - 1 \right) x \left(\frac{12}{40} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{117.5}{30} - 1 \right) x \left(\frac{12}{40} \right)} = 1.764$$

$$I_{\text{balok}} = K \cdot bw \cdot \frac{h_w^3}{12} = 1,764 \times 30x \frac{40^3}{12} = 282360 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{plat}} = Ly \cdot \frac{h_f^3}{12} = 500x \frac{12^3}{12} = 81380.21 \text{ cm}^4$$

Karena $E_c \text{ balok} = E_c \text{ plat}$

$$\alpha = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{plat}}} = \frac{282360}{81380.21} = 3.469 \text{ cm}$$

Dengan cara yang sama untuk balok induk melintang dan balok anak melintang maka didapat nilai α sebagai berikut

$$\text{Balok induk melintang} = 4.13$$

$$\text{Balok induk memanjang} = 3.469$$

$$\text{Balok Induk memanjang} = 4.13$$

$$\text{Jadi } \alpha_m = \frac{1}{4} \times (2 \times 4.13 + 2 \times 3.469) = 3.8 > 2$$

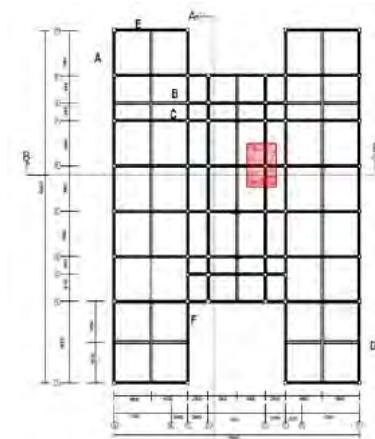
Berdasarkan ACI318-14M tabel 8.3.1.2 Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum plat harus memenuhi

$$h_2 = \frac{L_n \times \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = 11.075 \quad \text{dan tidak boleh kurang dari } 90 \text{ mm}$$

Untuk faktor kenyamanan gunakan tebal pelat lantai 12 cm. Tebal rencana pelat 12 cm memenuhi persyaratan tebal minimum. Untuk pelat atap, digunakan dimensi yang sama yaitu 12 cm

4.1.6 PERENCANAAN KOLOM

Menurut ACI 318-14M kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.



Gambar 4.2 Kolom yang Ditinjau sebagai Desain Awal

Seperti yang terlihat pada gambar 4.2., kolom yang hendak direncanakan memikul beban pada luasan pelat ukuran 300x500

Direncanakan :

Tebal Pelat = 12 cm = 120 mm

Tinggi tiap lantai = 500 cm

Dimensi balok 30/40

Beban beban yang terjadi berdasarkan PPIUG 1983, yang diberikan ditiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap bagian tingkatnya. Ukuran kolom dapat di diperhitungkan di tabel 4.4 sebagai berikut.

Tabel 4.3 Beban yang Diterima Kolom lantai 17–23

Pelat atap	Berat					
Beban Mati	Sendiri	b	L	t	x lantai	Berat
Pelat Atap (12cm)	2400	3	5	0.12	1	4320
Penggantung	7	3	5		1	105
Plafon	11	3	5		1	165
Balok Induk Memanjang (30/40)	2400	0.3	5	0.4	1	1440
Balok Induk Melintang (30/40)	2400	0.3	3	0.4	1	864
Dinding	-	-				
Tegel	-	-				
Spesi (1cm)	21	3	5			315
Kolom (100x100)	2400	-				
Aspal	14	3	5			210
Dacting dan Plumbing	30	3	5			450
					WD	7869
Beban Hidup						
Lantai Atap	96	3	5			1440
Air Hujan	20	3	5			300
					WI	1740

Pelat Ballroom Lt 21-lt 23						
Beban Mati	Berat Send	b	L	t	x lantai	Berat
Pelat Lantai (12cm)	2400	3	5	0.12	3	12960
Penggantung	7	3	5		3	105
Plafon	11	3	5		3	165
Balok Induk Memanjang (30/40)	2400	0.3	5	0.4	3	4320
Balok Induk Melintang (30/40)	2400	0.3	3	0.4	3	2592
Dinding	250	5		5	3	18750
Tegel	24	3	5	1	3	1080
Spesi (1cm)	21	3	5		3	945
Kolom (100x100)	2400	1	1	5	3	36000
Aspal	14	3	5			
Dacting dan Plumbing	30	3	5		3	1350
					WD	78267
Beban Hidup						
Beban Lantai Ballroom	500	3	5		3	22500
					WI	22500
Pelat Lantai Lt 17-lt 20						
Beban Mati	Berat Send	b	L	t	x lantai	Berat
Pelat Lantai (12cm)	2400	3	5	0.12	4	17280
Penggantung	7	3	5		4	105
Plafon	11	3	5		4	165
Balok Induk Memanjang (30/40)	2400	0.3	5	0.4	4	5760
Balok Induk Melintang (30/40)	2400	0.3	3	0.4	4	3456
Dinding	250	8		5	4	40000
Tegel	24	3	5	1	4	1440
Spesi (1cm)	21	3	5		4	1260
Kolom (100x100)	2400	1	1	5	4	48000
Aspal	14	3	5			
Dacting dan Plumbing	30	3	5		4	1800
					WD	119266
Beban Hidup						
Beban Lantai	250	3	5		4	15000
					WI	15000
WD Total						205402
WL Total						39240

Koefisien Reduksi untuk beban hidup untuk Asrama/Apartemen (PPIUG tabel 3.3) = 0,75. Jadi, total beban untuk beban hidup : $LL = 0,75 \times WL_{total} = 29430 \text{ Kg}$.

Jadi Berat Total : $W = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$

$$= 293750.4 \text{ Kg}$$

Mutu Beton = 40 MPa = 400 Kg/cm² (1 MPa = 10 Kg/cm²)

$$\text{Dimensi : } A = 3 * \frac{P}{fc'} = 3 * \frac{293750.4}{400} = 2201.778 \text{ cm}^2$$

Dimensi : $b^2 = 2201.778 \text{ cm}^2$

$$b = 46.392 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

Jadi Dimensi Kolom digunakan untuk lantai 17, dan 23 adalah 70/70 cm.

Untuk beban pada kolom lantai 16 – 12 dapat di lihat pada tabel 4.5

Tabel 4.4 Beban yang Diterima Kolom lantai 16 – 12

WD Atas							205402
WL Atas							39240
Pelat Lantai lt 12-lt 16							
Beban Mati	Berat Sendiri	b	L	t	x lantai	Berat	
Pelat Lantai (12cm)	2400	3	5	0.12	5	21600	
Penggantung	7	3	5		5	105	
Plafon	11	3	5		5	165	
Balok Induk Memanjang (30/40)	2400	0.3	5	0.4	5	7200	
Balok Induk Melintang (30/40)	2400	0.3	3	0.4	5	4320	
Dinding	250	8		5	5	50000	
Tegel	24	3	5	1	5	1800	
Spesi (1cm)	21	3	5		5	1575	
Kolom (100x100)	2400	1	1	5	5	60000	
Aspal	14						
Dacting dan Plumbing	30	3	5		5	2250	
					WD	149015	
Beban Hidup							
Beban Lantai	250	3	5		5	18750	
					WI	18750	
WD Total							354417
WL Total							57990

Total beban untuk beban hidup : $LL = 0,75 \times WL = 43492.5 \text{ Kg}$

Jadi Berat Total : $W = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 518084.4 \text{ Kg}$

Mutu Beton = $40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2 (1 \text{ MPa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$

$$\text{Dimensi : } A = 3 * \frac{P}{f_c'} = 3 * \frac{518084.4}{400} = 3885.633 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi : } b^2 = 3885.633 \text{ cm}^2$$

$$b = 62.42 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

Jadi, dimensi kolom digunakan 70/70 cm.

Dengan cara yang serupa didapat dimensi kolom yang lain sebagai berikut:

- Kolom lantai 11 – 7 $\rightarrow 85/85 \text{ cm}$
- Kolom lantai 6 – 1 $\rightarrow 100/100 \text{ cm}$

4.2 PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

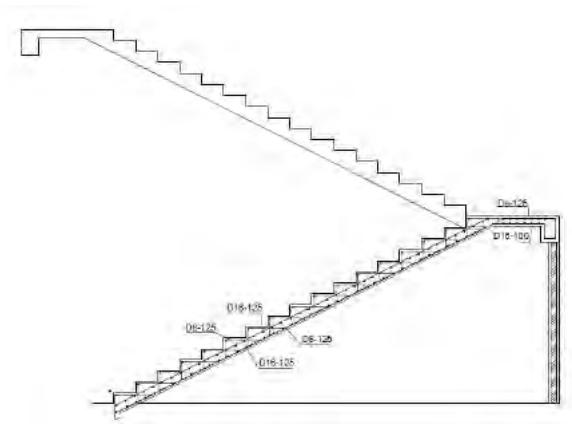
4.2.1 UMUM

Struktur gedung terbagi menjadi dua yaitu struktur utama dan struktur sekunder. Struktur sekunder tidak menahan beban secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan tegangan akibat pembebanan yang bekerja secara langsung pada bagian tersebut, maupun akibat perubahan bentuk dari struktur primer. Bagian dari struktur sekunder meliputi tangga, pelat lantai, balok lift, dan balok anak. Bab ini akan membahas mengenai perancangan struktur sekunder.

4.2.2 PERENCANAAN TANGGA

4.2.2.1 Data-data Perencanaan Tangga

Tinggi antar lantai	= 500 cm
Tinggi bordes	= 250 cm
Panjang tangga	= 500 cm
Panjang bordes	= 300 cm
Lebar bordes	= 100 cm
Tebal bordes	= 10 cm
Lebar injakan tiap tangga	= 30 cm
Tinggi injakan tiap tangga	= 15 cm
Tebal tangga	= 25 cm
Tebal pelat tiap tangga	= 10 cm
Dacking tulangan	= 2 cm
Mutu beton (f'_c)	= 40MPa = 400 kg/cm ²
Mutu baja (f_y)	= 400 MPa
	= 4000 kg/cm ²



Gambar 4.3 Denah Tangga

4.2.2.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga

Persyaratan perhitungan jumlah injakan tangga sesuai dengan perumusan yang ada pada bab II.

Tinggi injakan (t) = 15 cm

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{250}{15} = 17 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan (n)} = 17 - 1 = 16 \text{ buah}$$

$$\alpha = \arctg \left(\frac{250}{500} \right) = 26.56^\circ, \text{ memenuhi persyaratan}$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \text{ (OK.)}$$

$$\text{tebal pelat rata-rata} = ((30/2) \sin \alpha) + 25 = 31.809 \text{ cm}$$

4.2.2.3 Pembebanan Tangga dan Bordes

1. Pembebanan Tangga

Beban Mati

- Pelat tangga $= \frac{0.32 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{\cos 27.51^\circ}$
 $= 856.824 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t = 2cm) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel (t = 2 cm) $= 2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$
- Berat pegangan $= 30 \text{ kg/m}^2$
 $q_{DT} = 976.824 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\ &= (1,2 \times 976.824 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1652.189 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

2. Pembebanan Bordes

Beban Mati

- Pelat bordes $= 0,10 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 240 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t = 2 cm) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel (t = 2 cm) $= 2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$
 $q_{DT} = 330 \text{ kg/m}^2$

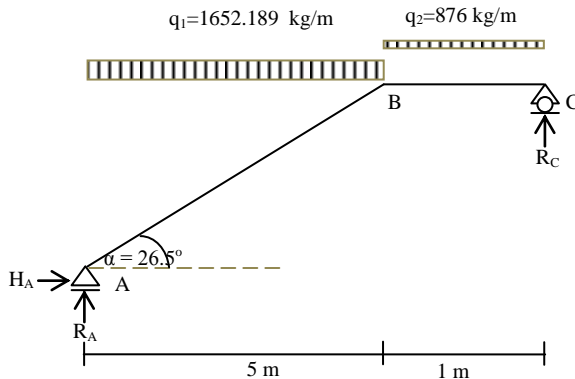
Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kombinasi} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\
 &= (1,2 \times 330 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 876 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

4.2.2.4 Perhitungan Gaya Pada Tangga

Pada proses analisa struktur tangga, perhitungan dengan menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan sendi-rol, dengan pembebanan tangga dan output seperti pada Gambar 4.4 di bawah:



Gambar 4.4 Pemodelan Struktur Tangga

1. Perhitungan reaksi pada tangga

$$\Sigma M_c = 0$$

$$R_a \times 6 - \{ (1652.189) (5) (0,5 \times 5 + 1) \} - 0,5.876.1^2 = 0$$

$$R_a = \frac{29351.32299}{6} = 4891.887165 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_c \times 6 - \{(1652.189 \times 5) (2.5)\} - \{(876 \times 1) (5.5)\} = 0$$

$$R_c = \frac{25470.37357}{6} = 4245.062 \text{ kg } (\uparrow)$$

Kontrol

$$\Sigma V = 0$$

$$4891.887165 + 4245.062 - (876 \times 1) - (1652.189 \times 5) = 0 \text{ (OK.)}$$

2. Perhitungan gaya dalam pada tangga

- Bentang B-C

- Bidang N: $N_{BC} = 0$

- Bidang D: $D_C = R_C = 4245.062 \text{ Kg}$

$$D_{b \text{ Ka}} = R_c - q_2 \cdot l$$

$$= 3369.062 \text{ Kg}$$

- Bidang M: $M_c = 0$

$$M \text{ max} \rightarrow D_{x1} = 0$$

$$M \text{ max} = M_{b \text{ Ka}} = R_c(1) - 0.5q_2(1)^2$$

$$= 3807.062 \text{ Kgm}$$

- Bentang A-B

- Bidang N: $N_A = -R_A \sin \alpha + H_A \cos \alpha$

$$= -4891.887 \sin 26.56^\circ + 0$$

$$= -2220.87 \text{ Kg}$$

$$N_B = N_A + (q_1 \sin \alpha \text{ Lab})$$

$$= -2220.87 + (1652.189 \sin 26.56^\circ \cdot 5)$$

$$= 1529.522 \text{ Kg}$$

- Bidang D: $D_A = R_A \cos \alpha + H_A \sin \alpha$

$$= 4891.887 \cos 26.56^\circ + 0$$

$$= 3782.378 \text{ Kg}$$

$$D_{b \text{ Ki}} = D_A - (q_1 \cos \alpha \text{ Lab})$$

$$= 3782.378 - (1652. \cos 26.56^\circ \cdot 5)$$

$$= -3578.18 \text{ kg}$$

- Bidang M : $M_A = 0$

$$M_{Bkiri} = R_A(5) - 0,5q_l(5)^2$$

$$= 4794,34 \text{ Kgm}$$

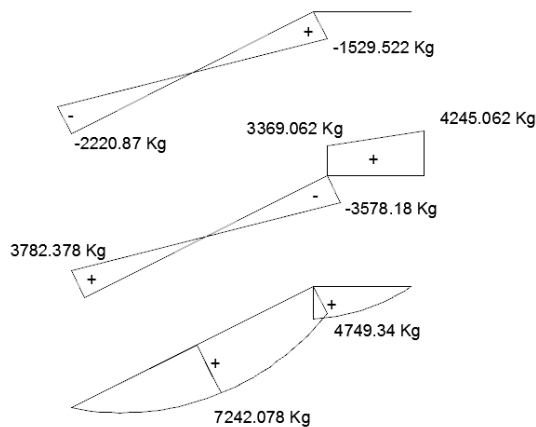
$$M_{max} : Dx = 0$$

$$R_A - q_l x_l = 0$$

$$x_l = \frac{4891.887}{1652.189} = 2,96 \text{ m}$$

$$M_{max} = 4891.887(2,96) - 0,5(1652.189)(2,96^2)$$

$$= 7242.078 \text{ Kgm}$$



Gambar 4.5 Gaya Dalam pada Tangga

4.2.2.5 Perhitungan Tulangan Tangga

1. Data Perencanaan Penulangan Tangga Untuk Anak Tangga

- f'_c : 40 MPa
- f_y : 400 MPa
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 250 - 20 - (16/2) = 222$ mm
- $a = \frac{as \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = 2.36$ mm
- $c = \frac{a}{0.85} = 2.781$ mm
- $\epsilon_t = 0.003 \times \frac{(d-c)}{c} = 0.102$
- $\phi = 0.9$
- $\beta l = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05(40 - 28)}{7} = 0.764$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.764$

Untuk Bordes

- f'_c : 40 MPa
- f_y : 400 MPa
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 100 - 20 - (16/2) = 72$ mm
- $a = \frac{as \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = 2.36$ mm
- $c = \frac{a}{0.85} = 2.781$ mm
- $\epsilon_t = 0.003 \times \frac{(d-c)}{c} = 0.102$
- $\phi = 0.9$
- $\beta l = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - \frac{0.05(40 - 28)}{7} = 0.764$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.764$$

2. Perhitungan Penulangan

• Penulangan Pelat Tangga

$$Mu = 7242.078 \text{ kgm} = 72420780 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{72420780}{0.9 \times 1000 \times 222^2} = 1.63$$

$$\rho = \frac{1}{11.764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.63 \times 11.764}{400}} \right) = 0.00425$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho b d$$

$$= 0.00425 \times 1000 \times 222 = 943.5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur **D16-200**

$$A_s \text{ tulangan bagi} = 20\% A_s = 0.2 \times 943.5 = 188.7.94 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan $\phi 8 - 200$

• Penulangan Pelat Bordes

$$Mu = 3807.062 \text{ kgm} = 38070620 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi x b \times d^2} = \frac{38070620}{0.9 \times 1000 \times 72^2} = 5.466$$

$$\rho = \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5.466 \times 11,764}{400}} \right) = 0,014$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d$$

$$= 0,014 \times 1000 \times 72 = 1078.182 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D16-100 ($A_{S_{\text{pakai}}} = 1205.76 \text{ mm}^2$)

$$A_s \text{ tulangan bagi} = 20\% A_s = 0,2 \times 1078.182 = 215.636 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan $\phi 8 - 125$ ($A_{S_{\text{pakai}}} = 251.2 \text{ mm}^2$)

• **Penulangan Balok Bordes**

Gunakan dimensi balok bordes 25/35.

Beban Mati (DL)

Beban Mati

- Pelat bordes $= 240 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m}$
 $= 240 \text{ kg/m}$
- Berat balok $= 0,25 \times 0,35 \times 2400$
 $= 210 \text{ kg/m}$

$$q_{DT} = 450 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned} q_{LT} &= 300 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\ &= 300 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\underline{\text{Kombinasi}} = 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT}$$

$$= (1,2 \times 450\text{kg/m}) + (1,6 \times 300\text{kg/m})$$

$$= 1020\text{kg/m}$$

$$M_u = -1/8 \times Q_u \times l^2$$

$$= -1/8 \times 1020 \times 3^2$$

$$= 918 \text{ kgm}$$

$$d = 350 - 40 - 0,5.16 - 8 = 294 \text{ mm}$$

$$a = \frac{a_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = 2,36 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0,85} = 2,781 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0,003 \times \frac{(d-c)}{c} = 0,102$$

$$\phi = 0,9$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{9180000}{0,9} = 10200000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{10200000}{250 \times 294^2} = 0,472 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,472 \times 11,764}{400}} \right) = 0,001188$$

$$\rho_{pakai} = 0,001188$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0,001188 \times 250 \times 294 = 87,318 \text{ mm}^2$$

Pasang 2D16 ($A_s = 402 \text{ mm}^2$)

Dipakai tulangan tekan praktis 2D16 ($A_s = 402 \text{ mm}^2$)

Jarak sengkang S :

$$S = \frac{b_w - 2.D_{sengkang} - 2.cover - n.D_{tul.utama}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{250 - 16 - 2 \times 40 - 4.16}{2 - 1} = 90 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

4.2.3 PERENCANAAN PELAT

Pelat yang direncanakan dibagi menjadi dua, yaitu pelat atap dan pelat lantai. Seperti yang telah dijelaskan pada bab preliminary desain, tipe pelat direncanakan dengan ketebalan 12 cm untuk pelat lantai dan 12 cm untuk pelat atap.

4.2.3.1 Data Perencanaan

Data perencanaan pelat meliputi mutu bahan dan tulangan yang hendak dirncanakan, dimensi dan pembebanan yang terjadi di area pelat baik untuk pelat atap ataupun pelat lantai.

Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut :

- Mutu beton : 40 MPa
- Mutu baja : 400 MPa
- Tebal pelat atap : 12 cm

- Tebal pelat lantai : 12 cm
- Diameter tulangan rencana (D) : 8 cm

4.2.3.2 Pembebanan Pelat

Pembebanan pada pelat dibagi menjadi dua yaitu pembebanan pada pelat atap dan pembebanan pada pelat lantai. Hal ini dikarenakan beban yang bekerja pada pelat atap berbeda dari pelat lantai. Oleh karena itu perhitungan pembebanan dan penulangan dibedakan.

- **Pelat Atap**

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

Beban Mati

- Berat Sendiri = $0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung = 7 kg/m^2
 - Plafond = 11 kg/m^2
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) = $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Aspal ($t = 1 \text{ cm}$) = 14 kg/m^2
 - Plumbing & Ducting = 15 kg/m^2
- $$q_{DT} = 392 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

- Beban pada atap datar = 98 kg/m^2
 - Beban air hujan = 20 kg/m^2
- $$q_{LT} = 118 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kombinasi} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\
 &= (1,2 \times 392 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 118 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 660 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

- **Pelat Lantai**

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

Beban Mati

- Pelat pelat = $0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung = 7 kg/m^2
 - Plafond = 11 kg/m^2
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) = $21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Tegel ($t = 2 \text{ cm}$) = $24 = 48 \text{ kg/m}^2$
 - Plumbing = 10 kg/m^2
 - Pipa & Ducting = 15 kg/m^2
- $$q_{DT} = 421 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

$$q_{LT} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kombinasi} &= 1,2 \cdot q_{DT} + 1,6 \cdot q_{LT} \\
 &= (1,2 \times 421 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 250 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 1179 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

- **Penulangan Pelat**

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulangan lentur plat adalah sebagai berikut:

1. Menentukan data-data d , f_y , f'_c , dan μ
2. Menentukan a, d, ϵ_t dan ϕ
3. menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.764$$

ACI 318-14M tabel 22.2.2.4.3

4. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

5. Menentukan R_n

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$

6. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m x R_n}{f_y}} \right)$$

7. Menentukan luas tulangan (A_s) dari ρ yang didapat

$$\rho = \frac{A_s}{b x d} \quad \longrightarrow \quad A_s = \rho x b x d$$

8. Menentukan spasi maksimum antar tulangan

$$S < 450 \text{ mm}$$

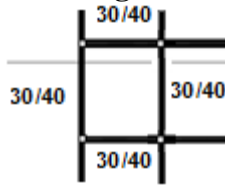
$$S < 3 \times h$$

ACI 318-14M Ps.18.7.5.1

9. Jumlah tulangan tiap meter (n) = $A_{s\text{perlu}} / A_s \text{ tulangan}$

$$\text{Jarak tulangan (s)} = 1000/n$$

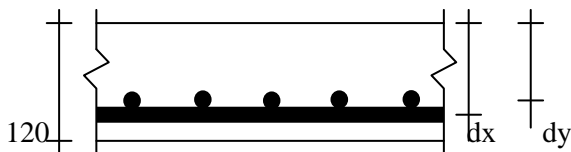
4.2.3.2 Perhitungan Penulangan Pelat Atap



Gambar 4.6 Pelat yang Direncanakan

Adapun data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai:

- Dimensi pelat 450 x 500 mm²
- Tebal pelat 120 mm
- Tebal selimut beton 50 mm
- Diameter tulangan rencana (D) 10 mm
Luas tulangan (A_s) = 78.54 mm²
- Mutu tulangan baja $f_y = 400$ MPa
- Mutu beton $f_c' = 40$ MPa
- $a = \frac{a_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} = 0.37$ mm
- $c = \frac{a}{0.85} = 0.3621$ mm
- $\epsilon_t = 0.003 \times \frac{(d-c)}{c} = 0.825$
- $\phi = 0.9$
- $\beta_1 = 0.764$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \cdot 40} = 11,764$



dx = tebal pelat (h) – selimut beton (c.c) – (1/2 x diameter tulangan rencana bawah)

$$dx = 120 - 50 - \frac{1}{2}(10) = 65 \text{ mm}$$

dy = tebal pelat (h) – selimut beton (c.c) – diameter tulangan atas - (1/2 x diameter tulangan rencana atas)

$$dy = 120 - 50 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 55 \text{ mm.}$$

$$L_x = 500 - \left(\frac{30 + 30}{2} \right) = 470 \text{ cm}$$

$$L_y = 450 - \left(\frac{30 + 30}{2} \right) = 420 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{470}{420} = 1,119 < 2 \rightarrow \text{Pelat dua arah}$$

$$Q_u = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 660 \text{ kg/m}^2$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : ($L_y/L_x = 1,19$)

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

Dimana : M_{lx} = Momen lapangan arah x

M_{ly} = Momen lapangan arah y

M_{tx} = Momen tumpuan arah x

M_{ty} = Momen tumpuan arah y

X = Konstanta perbandingan L_x/L_y

1. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X pelat atap

$$M_{ux}(+) = X1 = 46$$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \beta = 1,19 \\ \bullet (\text{jepit elastis}) \end{array} \right\} M_{ux}(-) = X2 = 46$$

(PBI Tabel 13.3.1)

$$\begin{aligned} \bullet M_{lx} &= (-)M_{tx} \\ &= 0,001 \times q_u \times L_x^2 \times X = 0,001 \times 660 \times 470^2 \times 46 \\ &= 933,0816 \text{ kg m} = 9330816 \text{ N mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet R_n &= \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{9330816}{0,9 \times 1000 \times 65 \times 65} = 2,454 \frac{N}{mm^2} \\ \bullet \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 2,454}{400}} \right) = 0,006374 \end{aligned}$$

Maka di pakai $\rho = 0,006374$

$$\begin{aligned} \bullet A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho b d \\ &= 0,006374 \times 1000 \times 65 = 414,2851 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- n (jumlah tulangan) = $A_s \text{ perlu} / A_s \text{ tulangan} = 414.2851 / 78.54 = 5,227 \approx 6$
- jarak tulangan (s) = $1000 / 6 = 166,667 \text{ mm} \approx \text{Spakai} = 150 \text{ mm}$
- $A_s \text{ pasang} = n \times A_s = 6 \times 78.54 = 471 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}}$
(OK)

Jadi di gunakan tulangan lentur **ϕ 10-150**

2. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y pelat atap

- $\beta = 1,19$
 - (jepit elastis)
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Muly (+)} = X1 = 38 \\ \text{Muty (-)} = X2 = 38 \end{array} \right\}$$
- (PBI Tabel 13.3.1)
- $M_{ly} = (-)M_{ty}$
 $= 0,001 \times q_u \times L_y^2 \times X = 651,9744 \text{ kg m} = 6519744 \text{ N mm}$
 - $Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{6519744}{0,9 \times 1000 \times 55^2} = 2,394 \frac{N}{mm^2}$
 - $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 2,394}{400}} \right) = 0.006214$

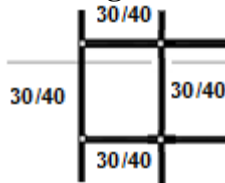
Maka di pakai $\rho = 0.006214$

- $A_{s \text{ perlu}} = \rho b d$
 $= 0,006214 \times 1000 \times 38 = 341,7729 \text{ mm}^2$

- n (jumlah tulangan) = $341,7729 / 78.54 = 4,35 \sim 5$ buah
- jarak tulangan (s) = $1000/5 = 200$ mm
- \approx Spakai = 200 mm
- $As \text{ pasang} = n \times As = 5 \times 78.54 = 392,5 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}}$
(OK)

Jadi di gunakan tulangan lentur ϕ 10-200

4.2.3.3 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

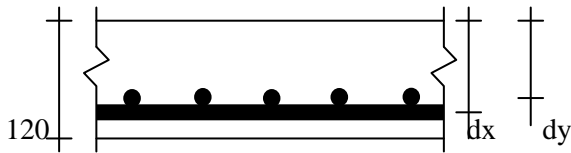


Gambar 4.7 Pelat yang Direncanakan

Adapun data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai:

- Dimensi pelat $450 \times 500 \text{ mm}^2$
- Tebal pelat 120 mm
- Tebal selimut beton 50 mm
- Diameter tulangan rencana (D) 10 mm
Luas tulangan (As) = 78.54 mm^2
- Mutu tulangan baja $f_y = 400 \text{ MPa}$
- Mutu beton $f'_c = 40 \text{ MPa}$
- $a = \frac{as \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = 0.37 \text{ mm}$
- $c = \frac{a}{0.85} = 0.3621 \text{ mm}$
- $\epsilon_t = 0.003 \times \frac{(d-c)}{c} = 0.825$
- $\phi = 0.9$
- $\beta_1 = 0.764$

$$\triangleright m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \cdot 40} = 11,764$$



dx = tebal pelat (h) – selimut beton (c.c) – ($1/2 \times$ diameter tulangan rencana bawah)

$$dx = 120 - 50 - \frac{1}{2}(10) = 65 \text{ mm}$$

dy = tebal pelat (h) – selimut beton (c.c) – diameter tulangan atas – ($1/2 \times$ diameter tulangan rencana atas)

$$dy = 120 - 50 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 55 \text{ mm.}$$

$$L_x = 500 - \left(\frac{30 + 30}{2} \right) = 470 \text{ cm}$$

$$L_y = 450 - \left(\frac{30 + 30}{2} \right) = 420 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{470}{420} = 1,119 < 2 \rightarrow \text{Pelat dua arah}$$

$$Qu = 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 1179 \text{ kg/m}^2$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : ($L_y/L_x = 1,19$)

$$M_{lx} = 0.001 \cdot qu \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot qu \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$Mly = 0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$Mty = -0.001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

Dimana : Mlx = Momen lapangan arah x

Mly = Momen lapangan arah y

Mtx = Momen tumpuan arah x

Mty = Momen tumpuan arah y

X = Nilai konstanta dari
perbandingan Ly/Lx

1. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X pelat lantai

$$Mulx (+) = X1 = 46$$

- $\beta = 1,19$
 - (jepit elastis)
 - $Mlx = (-)Mtx$
- $$\left. \begin{array}{l} \beta = 1,19 \\ \text{(jepit elastis)} \\ Mlx = (-)Mtx \end{array} \right\} \begin{array}{l} Mutx (-) = X2 = 46 \\ \text{(PBI Tabel 13.3.1)} \end{array}$$
- $$= 0,001 \times qu \times Lx^2 \times X = 0,001 \times 1179 \times 470^2 \times 46$$

$$= 1666,823 \text{ kg m} = 16668230 \text{ N mm}$$

- $Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{16668230}{0,9 \times 1000 \times 65 \times 65} = 4,383 \frac{N}{mm^2}$
- $\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 4,383}{400}} \right) = 0,01174$

Maka di pakai $\rho = 0,01174$

- $As_{\text{perlu}} = \rho b d$
 $= 0,01174 \times 1000 \times 46 = 765,3239 \text{ mm}^2$

- n (jumlah tulangan) = $A_s \text{ perlu} / A_s \text{ tulangan} = 765,3239 / 78.54 = 9,74 \approx 10$
- jarak tulangan (s) = $1000 / 10 = 100 \text{ mm} = \text{Spakai} = 100 \text{ mm}$
- $A_s \text{ pasang} = n \times A_s = 10 \times 78.54 = 785 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}}$
(OK)

Jadi di gunakan tulangan lentur **ϕ 10-100**

2. Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y pelat lantai

- $\beta = 1,19$
 - (jepit elastis)
- $$\left. \begin{array}{l} \beta = 1,19 \\ \text{(jepit elastis)} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Muly (+)} = X1 = 38 \\ \text{Muty (-)} = X2 = 38 \end{array}$$

- $M_{ly} = (-)M_{ty}$ (PBI Tabel 13.3.1)

$$= 0,001 \times q_u \times L_y^2 \times X = 1164,663 \text{ kg m} = 11646630 \text{ N mm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{11646630}{0,9 \times 1000 \times 55 \times 55} = 4,277 \frac{N}{mm^2}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 4,277}{400}} \right) = 0.0114$$

Maka di pakai $\rho = 0.0114$

- $A_{s \text{ perlu}} = \rho b d$
 $= 0,0114 \times 1000 \times 3 = 630,7664 \text{ mm}^2$

- n (jumlah tulangan) = $630,7664 / 78.54 = 8,03524 \sim 10$ buah
- jarak tulangan (s) = $1000/10 = 100$ mm
- \approx Spakai = 100 mm
- $As \text{ pasang} = n \times As = 10 \times 78.54 = 785 \text{ mm}^2 > As_{\text{perlu}}$
(OK)

Jadi di gunakan tulangan lentur ϕ 10-100

4.2.4 PERENCANAAN BALOK ANAK

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi/pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur Gedung Apartemen Aspen Residences ini dimensi balok anak yang digunakan adalah 25/30 untuk bentang 500 cm

4.2.4.1 Perencanaan Balok Anak Atap

Pembebanan plat atap

$$q_d = 392 \text{ kg/m}^2$$

$$q_l = 118 \text{ kg/m}^2$$

Pembebanan balok anak atap

Beban mati (q_d) :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0,25 \times 0,30 \times 2400 \\ &= 180 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban mati plat :

$$q_{eq} = \frac{1}{2} q_a L_x \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L_x^2}{L_y^2} \right) \right\}$$

$$= 2 \times \frac{1}{2} \times 392 \times 4,7 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4,7^2}{4,2^2} \right) \right\}$$

$$= 1073,341 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 1073,341 + 180 = 1253.34 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (q_l)

$$q_{l\text{plat}} = 2 \times \frac{1}{2} \times 118 \times 4,7 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{4,7^2}{4,2^2} \right) \right\} = 323,0975 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l$$

$$= 1,2 \times 1253.34 + 1,6 \times 323,0975$$

$$= 2020.964 \text{ kg/m}$$

Gaya-gaya dalam yang terjadi:

Koefisien momen dan gaya lintang

M_u tumpuan ujung	$= - 1/24 \times q_u \times L^2$ $= - 1/24 \times 2020.964 \times 5^2$ $= - 2105.171 \text{ kgm}$ $= - 21.051 \text{ kNm}$
M_u lapangan ujung	$= + 1/12 \times q_u \times L^2$ $= + 1/12 \times 2020.964 \times 5^2$ $= 4210.34 \text{ kgm}$ $= 42.103 \text{ kNm}$
M_u tumpuan kedua	$= - 1/12 \times q_u \times L^2$ $= - 1/12 \times 2020.964 \times 5^2$ $= - 4210.34 \text{ kgm}$

$$= - 42.103 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_u \text{ lapangan berikutnya} &= +1/14 \times q_u \times L^2 \\ &= +1/14 \times 2020.964 \times 5^2 \\ &= 3608.865 \text{ kgm} \\ &= 36.088 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u \text{ tumpuan berikutnya} &= - 1/12 \times q_u \times L^2 \\ &= -1/12 \times 2020.964 \times 5^2 \\ &= - 4210.34 \text{ kgm} \\ &= - 42.103 \text{ kNm} \end{aligned}$$

1. Penulangan balok anak atap

Data Perencanaan :

$$f_c' = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tul. Balok Diameter (D)} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Sengkang Diameter (D)} = 10 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - (\text{decking} + \varnothing_{\text{sengkang}} + 1/2 \cdot \varnothing_{\text{tul. utama}}) \\ &= 300 - (40 + 10 + 0,5 \times 16) \end{aligned}$$

$$d = 300 - 56 = 242 \text{ mm}$$

• Perhitungan Tulangan Lentur Lapangan Menentukan harga β_1

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(f_c' - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 (40 - 28)/7 = 0,764 \end{aligned}$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

I. Mencari a

$$a = \frac{as \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b} = 7.8807 \text{ mm}$$

II. Mencari c

$$c = \frac{a}{0.85} = 9.27151 \text{ mm}$$

III. Mencari ϵ_t dan ϕ

$$\epsilon_t = 0.003 \times \frac{(d-c)}{c} = 0.142$$

$$\text{Maka } \phi = 0.9$$

IV. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = 11,764$$

V. Menentukan Mn yang digunakan

$$M_n = M_u / \Phi$$

$$M_u = 4210.34 \text{ kgm}$$

$$\phi = 0,9$$

$$M_n = 4210.34 / 0,9 = \mathbf{4678.159 \text{ kgm}}$$

$$= \mathbf{46781593.46 \text{ nmm}}$$

VI. Menentukan Rn

$$R_n = \frac{M_n}{\phi b d^2} = \frac{46781593.46}{0.9 \times 250 \times 242^2} = 3.55$$

Diketahui harga $\phi = 0.9$

VII. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11,76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11,76 \times 3,55}{400}} \right) = 0.0093$$

VIII. Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$AS_{\text{perlu}} = \rho b d$$

$$AS = 0,0093 \times 300 \times 392 = 568.39 \text{ mm}^2$$

IX. Menentukan jumlah tulangan

$$n (\text{jumlah tulangan}) = 568.39 / 200.96 = 2.82 \sim 3 \text{ buah}$$

Dipakai 3D16

• Perhitungan Tulangan Geser

Langkah-langkah perhitungan :

1. Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan

$$2. \text{ Cek } Vu \leq \phi \left(Vc + \frac{2}{3} \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d \right) \quad (3-10)$$

Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang

3. Kriteria kebutuhan tulangan geser :

a. $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser

b. $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ perlu tulangan geser minimum

$$\phi V_{s\text{perlu}} = \phi V_{s\text{minimum}} = \phi \frac{1}{3} b_w d$$

$$S \leq d/2$$

c. $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s\text{min}}) \rightarrow$ diperlukan tulangan geser

$$\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d$$

$$S \leq d/2$$

d. $\phi (V_c + V_{s\text{min}}) < V_u \leq \phi (Vc + \frac{1}{3} \sqrt{fc'} \cdot bw \cdot d) \rightarrow$ perlu tulangan geser.

$$\phi V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c$$

$$S \text{ mak} = d/2$$

e. $\phi(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d) < V_u \leq \phi(V_c + \frac{2}{3}\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d) \rightarrow$
perlu tulangan geser.

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$S_{\max} = d/4$$

dimana :

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \quad (3-11)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{f'c}{3}} \cdot bw \cdot d \quad (3-12)$$

$$\Phi = 0,75 \text{ (untuk geser)}$$

Keterangan :

- V_c = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton
- V_s = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser
- V_n = Kekuatan geser Nominal ($V_c + V_s$)
- V_u = Gaya geser Berfaktor

1. Cek Kemampuan Penampang

$$V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3}\sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \right)$$

Data penampang yang di cek

$$V_u = 0,5 \times q_u \times 5 = 5052.412 \text{ kg} = 50.524 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \times f'c \times bw \times d = 80666.667 \text{ kg} \\ = 8066.667 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$$

$$= \frac{1}{6} \cdot 40 \cdot 250 \cdot 242 = 6377.259 \text{ kg}$$

$$= 63.77 \text{ kN}$$

$$\phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right) = 0,75 (63772.59 + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 242) = 239147.248 \text{ n} = 239.147 \text{ kN}$$

$$V_u < \Phi(V_c + \frac{2}{3}(f_c')^{0,5} \cdot b_w \cdot d) \text{OK}$$

2. Cek kriteria kebutuhan Tulangan Geser

1. $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser

$$0,5 \phi V_c = 0.5 \times 0,9 \times 63.77 = 28.6965 \text{ kg}$$

$$V_u = 50.24 \text{ kN} \leq 0,5 \phi V_c = 28.6965 \text{ kN (not ok)}$$

Jadi termasuk kategori 3 \rightarrow dipakai tulangan geser minimum

$$\text{Syarat } S_{maks} < d/2 = 392/2 = 196 \text{ mm maka}$$

Pasang $\phi 10 - 150 \text{ mm}$

4.2.5 PERENCANAAN BALOK LIFT

4.2.5.1 Spesifikasi Lift

Lift merupakan struktur sekunder yang berfungsi untuk mengangkat orang/barang menuju ke lantai yang berbeda tinggi. Perencanaan balok lift meliputi balok balok yang ada di sekeliling ruang lift maupun mesin lift. Balok balok tersebut diantaranya ialah balok penggantung lift dan balok penumpang lift. Lift yang digunakan pada perencanaan Tugas Akhir ini adalah lift yang diproduksi oleh *Mitsubishi Corporation* dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Merk : Mitsubishi
- Kecepatan : 1,75 m/s
- Kapasitas : 750 kg
- Lebar pintu (opening width) : 1200 mm
- Dimensi sangkar (car size) :
outside : 1650 x 2150 mm²
inside : 1500 x 2000 mm²
- Dimensi ruang luncur : 2200 x 2300 mm²
- Dimensi ruang mesin : 2200 x 2300 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :
 $R_1 = 2750\text{kg}$ (Berat mesin penggerak + beban kereta + perlengkapan)
 $R_2 = 2580\text{kg}$ (Berat bandul pemberat + perlengkapan)

4.2.5.2 Perencanaan Awal Dimensi Balok Balok Lift

- **Balok Penggantung Lift**

Panjang balok penggantung lift = 250 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{250}{16} = 15,6 \text{ cm, ambil dimensi } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3}40 = 26,67 \text{ cm, ambil dimensi } b = 30 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penggantung lift 30/40.

- **Balok Penumpu Lift**

Panjang balok penumpu lift = 250 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{250}{16} = 15,6 \text{ cm, ambil dimensi } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3}h = \frac{2}{3}40 = 26,67 \text{ cm, ambil dimensi } b = 30 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penumpu lift 30/40.

4.2.5.3 Pembebanan Balok Lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpang

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

2. Koefisien kejutan beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejutan yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

Ψ = koefisien kejutan yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

v = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$P = \Sigma R \cdot \Psi = (2750 + 2580) \cdot (1 + 0,6 \cdot 1,3 \cdot 1)$$

$$= 5330 \cdot 1,78$$

$$= 9487,4 \text{ kg} = 94,87 \text{ kN}$$

- **Pembebanan balok penggantung lift**

Beban mati (q_d) :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0,30 \times 0,40 \times 2400 \\ &= 288 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat beton} &= 0,12 \times 2,50 \times 2400 \\ &= 720 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat aspal} = 2 \times 2,50 \times 14$$

$$(t = 2 \text{ cm}) = 70 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 1078 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (q_l) :

$$q_l = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$q_u = 1,2 q_d + 1,6 q_l$$

$$= 1,2 \times 1078 + 1,6 \times 250$$

$$= 2053,6 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat lift $P = 9487,4 \text{ kg}$

$$V_u = \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2053,6 \cdot 2,50 + \frac{1}{2} \cdot 9487,4$$

$$= 7310,7 \text{ kg}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 2053,6 \cdot 2,50^2 + \frac{1}{4} \cdot 9487,4 \cdot 2,50$$

$$= 7534 \text{ kgm}$$

- **Pembebanan balok penumpang lift**

Beban mati (q_d) :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0,30 \times 0,40 \times 2400 \\ &= 288 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat beton} &= 0,12 \times 2,50 \times 2400 \\ &= 720 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat aspal} = 2 \times 2,50 \times 14$$

$$(t = 2 \text{ cm}) = 70 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 1078 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (q_l) :

$$q_l = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\
 &= 1,2 \times 1378 + 1,6 \times 250 \\
 &= 2053,6 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Beban terpusat lift $P = 9487,4 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 2053,6 \cdot 2,50 + \frac{1}{2} \cdot 9487,4 \\
 &= 7310,7 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL \\
 &= \frac{1}{8} \cdot 2053,6 \cdot 2,50^2 + \frac{1}{4} \cdot 9487,4 \cdot 2,50 \\
 &= 7534 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

4.2.5.4 Penulangan balok lift

- **Penulangan balok penggantung lift**

Data Perencanaan :

$$f_c' = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tul. Balok Diameter (D)} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Sengkang Diameter (D)} = 8 \text{ mm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= h' + \emptyset_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \emptyset_{\text{tul. utama}} \\
 &= 40 + 8 + 0,5 \times 16 = 56 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$d = 400 - 56 = 344 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,764$$

$$a = \frac{as \times fy}{0.85 \times f'c \times b} = 7.8807 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = 9.27151 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \times \frac{(d-c)}{c} = 0.142$$

$$\text{Maka } \phi = 0.9$$

$$m = \frac{fy}{0.85 f'c} = 11,764$$

Perhitungan Tulangan Lentur

$$Rn = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{75340000}{0,8 \times 300 \times 342^2} = 2,684$$

$$\rho = \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,684 \times 11,764}{400}} \right) = 0,0069$$

$$AS_{pakai} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0069 \times 300 \times 342$$

$$= 729,04 \text{ mm}^2$$

Maka dipasang tulangan 4 D16 (804mm²)

Spasi bersih antar tulangan

$$S = \frac{bw - 2\phi_{sengkan} - 2.decking - n.\phi_{tul.utama}}{n - 1} \geq 25mm$$

$$= \frac{300 - (2).(8) - (2).(40) - (4).(16)}{4 - 1} = 46mm \geq 25mm$$

Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 7310,7 \text{ kg} = 73107 \text{ N}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 1/6 \cdot \sqrt{30} \cdot 300 \cdot 342$$

$$= 94208,280 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot 94208,280$$

$$= 70656,21 \text{ N}$$

$$\phi V_{smin} = 0,75 \cdot 1/3 \cdot 300 \cdot 342$$

$$= 25393,5 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi V_{smin} = 96049,71 \text{ N}$$

Penulangan geser masuk persyaratan Rumus 5.4, yaitu

$$\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin}) \rightarrow \text{perlu tulangan geser.}$$

$$\text{Syarat } s_{max} < d/2 = 342/2 = 171 \text{ mm dan } s_{max} < 600 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \cdot 8^2 = 100,53 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pasang } \phi 8 - 160 \text{ mm} \rightarrow 171 \text{ mm}$$

Kontrol V_s

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{100,53 \cdot 400 \cdot 342}{160} = 86455,8 \text{ N} > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur : 4 D 16
- Tulangan geser : $\phi 8 - 160$

4.2.5.5 Penulangan balok penumpu lift

Dengan cara yang sama dan beban yang sama sehingga untuk perencanaan penulangan balok penumpu lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur : 4 D 16
- Tulangan geser : $\phi 8 - 160$

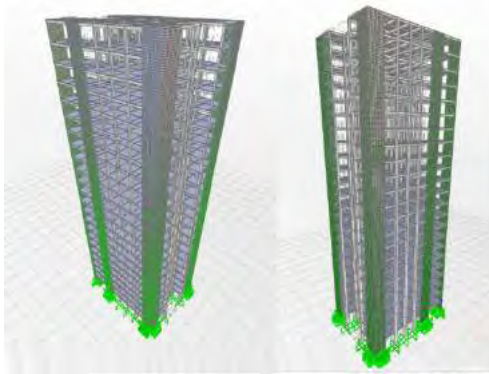
4.3 PEMBEBANAN DAN ANALISA STRUKTUR

4.3.1 UMUM

Dalam perencanaan gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun pembebanan gempa. Hal ini bertujuan agar struktur gedung tersebut mampu untuk memikul beban beban yang terjadi. Pembebanan gravitasi mengacu pada ketentuan ACI 318-14M, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 03-1726-2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa.

4.3.2 PEMODELAN STRUKTUR

Dalam perhitungan analisis beban gempa perlu suatu pemodelan struktur, dimana struktur Apartemen Aspen Residences Padang memiliki bentuk yang tidak beraturan, sehingga harus dianalisa dengan menggunakan analisa respons dinamik. Apartemen Aspen Residences Padang memiliki total 23 lantai dengan tinggi total gedung 115 m.

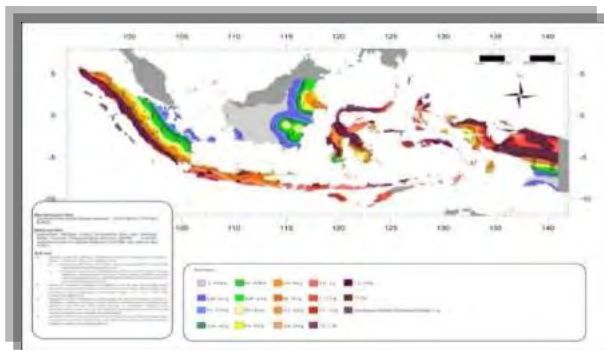


Gambar 4.8 Model pada SAP

4.3.3 GEMPA RENCANA

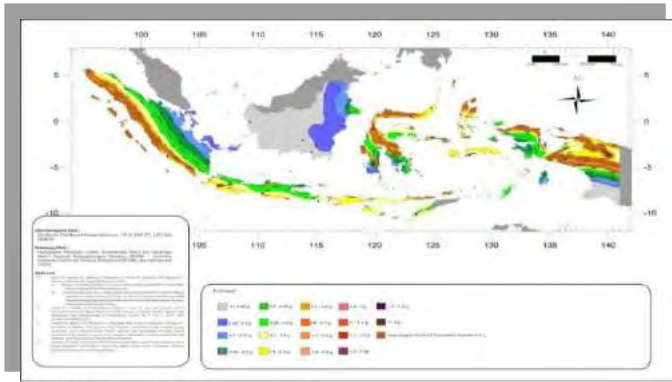
Sebagai input data pada SAP 2000, diperlukan data Percepatan Respon Spektrum (MCE)

Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada gambar 4.9 dibawah ini :



Gambar 4.9 Peta untuk Menentukan Harga Ss

Ss, Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SD. Dari gambar 4.9 untuk daerah Padang didapatkan nilai $S_s = 1.345$ g.



Gambar 4.10 Peta untuk Menentukan S1

Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SD. Dari gambar 4.10 untuk wilayah Padang $S_1 = 0,599$

4.3.4 INPUT SAP 2000

Data-data perencanaan pembebanan Gedung yang digunakan adalah sebagai berikut :

Mutu beton (f'_c)	: 40 MPa
Mutu baja (f_y)	: 400 Mpa
Ketinggian Lantai	: 5,00 m
Dimensi balok induk	: 30/40
Faktor keutamaan	: 1

Beban hidup atap	:	
Hujan	:	20 kg/m ²
Pekerja	:	98kg/m ²
Beban hidup lantai	:	
Perkantoran	:	250kg/m ²
Ballroom	:	500kg/m ²
Beban Mati	:	
plafon	11	kg/m ²
tegel	24	kg/m ²
spesi	21	kg/m ²
aspal	14	kg/m ²
penggantung	7	kg/m ²
ducting & plumbing	30	kg/m ²

4.3.5 PEMBEBANAN GEMPA DINAMIS

4.3.5.1 Pembebanan Gempa Dinamis

Pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 1726:2012 pasal 7.8.4.2, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Dalam permodelan di dalam program bantu, permodelan gempadinamis arah X dan arah Y ditambahkan faktor eksentrisitas akibat bangunan tidak simetris sebesar 5%.

4.3.5.2 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T) Pada Gedung Dual Sistem

$$T = T_a \times C_u$$

$$T_a = C_t \cdot h n^x$$

(Sni 1726-2012 P.s 7.8.2.1 Prs 26)

- H_n : ketinggian struktur = 115m.
 C_t : Koefisien Tipe Struktur = 0.0488^a
 T_a : periode fundamental pendekatan
 x : Koefisien Tipe Struktur = 0.75

$$T_a = 0.0488 \times 115^{0.75} = 1.713$$

Perioda fundamental struktur, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari tabel 4.6 (table 14 SNI 1726 2012)

$$T_a < T < C_u T_a$$

Tabel 4.5 Koefisien Untuk Batas Atas Perioda Yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Nilai T didapat dari permodelan SAP yang telah diinput gaya gempa dinamik.

Tabel 4.6 Modal Periode dan Frekuensi

TABLE: Modal Participating Mass Ratios			
OutputCase	StepType	StepNum	Period
Text	Text	Unitless	Sec
MODAL	Mode	1	1.789823
MODAL	Mode	2	1.73173
MODAL	Mode	3	1.448985
MODAL	Mode	4	0.55987
MODAL	Mode	5	0.512913
MODAL	Mode	6	0.371425
MODAL	Mode	7	0.283376
MODAL	Mode	8	0.249358
MODAL	Mode	9	0.188075
MODAL	Mode	10	0.173929
MODAL	Mode	11	0.172909
MODAL	Mode	12	0.167995
MODAL	Mode	13	0.16082
MODAL	Mode	14	0.14897
MODAL	Mode	15	0.146513
MODAL	Mode	16	0.132189
MODAL	Mode	17	0.129912
MODAL	Mode	18	0.127486
MODAL	Mode	19	0.119078
MODAL	Mode	20	0.115508

T terbesar yang didapat dari analisis SAP = 1.789823,
maka:

$$1.713 < 1.789 < C_u \cdot T_a$$

$$1.713 < 1.789 < 1,4 \times 1,713$$

$$1.713 < 1.789 < 2.3982 \text{ (OK)}$$

4.3.5.3 Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.1.1.

$$C_s = \frac{S_{ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$SDS = 0.896$$

$$I_e = 1$$

$$R = 6$$

Nilai R yang dipakai yaitu R untuk Sistem Ganda rangka pemikul momen dan dinding geser beton bertulang biasa = 6,0. (SNI 03-1726-2012 Tabel 9)

$$C_s = 0.896/(6/1) = 0,1493$$

Dan nilai C_s tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{d1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_s = 0.599/(1.786*(6/1)) = 0,055$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e > 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,807 \times 1 > 0,01$$

$$C_s = 0,035 > 0,01$$

Maka nilai C_s diambil 0,055

Perhitungan Gaya Geser Dasar

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan di atas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 03-1726-2012.

Tabel 4.7 Reaksi Beban Bangunan

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	KN
1D+0.3L	Combination	345718.3

$$V = C_s W$$

di mana:

$$C_s = 0,056$$

$$W = 345718.3 \text{ KN}$$

$$V = C_s W$$

$$V = 0,055 \times 345912.762 = 19014.5091 \text{ KN}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut :

Tabel 4.8 Reaksi Beban Gempa Arah X dan Y

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
Gempa X	LinRespSpec	Max	7805.875	32.021
Gempa Y	LinRespSpec	Max	32.021	8562.932

$$V = 19014.5091 \text{ KN}$$

$$V_{xt} = 7805.875 \text{ KN}$$

$$V_{yt} = 8562.932 \text{ KN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$7805.875 \text{ KN} < 0,85 \times 19025.201 \text{ KN}$$

$$7805.875 \text{ KN} < 16162.23 \text{ KN} \dots \textbf{Not OK}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$8562.932 \text{ KN} < 0,85 \times 19025.201$$

$$8562.932 \text{ KN} < 16162.23 \text{ KN} \dots \textbf{Not OK}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala $0,85V/V_t$

Arah x :

$$\frac{0,85.V}{V_{xt}} = \frac{16170.23 \text{ kN}}{7813.916} = 2.0605$$

Arah y :

$$\frac{0,85.V}{V_{yt}} = \frac{16170.23 \text{ kN}}{8572.699} = 1.8774$$

Setelah didapatkan factor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada *scale factor* untuk *Define Respons Spectra*. Kemudian dilakukan

runningulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah :

Tabel 4.9 Modal Periode dan Frekuensi

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
Gempa X	LinRespSpec	Max	162163.1	66.284
Gempa Y	LinRespSpec	Max	60.199	162163.1

$$V = 19025.201 \text{ KN}$$

$$V_{xt} = 162163.1 \text{ KN}$$

$$V_{yt} = 16163.1 \text{ KN}$$

Maka untuk arah x,

$$V_{xt} > 0,85V$$

$$162163.1 \text{ KN} > 162162.3 \dots \text{OK}$$

Maka untuk arah y,

$$V_{yt} > 0,85V$$

$$162163.1 \text{ KN} > 162162.3 \dots \text{OK}$$

Ternyata hasil dari running ulang tersebut sudahmemenuhipersyaratan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1. Selanjutnya geser dasar ragam hasil running ulang tersebut akan digunakan sebagai beban gempa desain.

4.3.5.4 Kontrol Drift (simpangan antar lantai)

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini :

Untuk kontrol drift pada SNI 03-1726-2012,

dirumuskan sebagai berikut:

$$\delta_x = \frac{C_{el} \times \delta_{xe}}{I}$$

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (=5) (SNI tabel 9)

I = faktor keutamaan gedung (= 1)

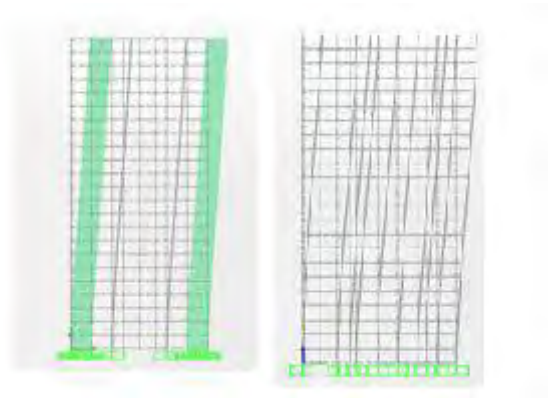
Tabel 4.10 Simpangan Antar Lantai Izin, $\Delta_a^{a,b}$

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx}	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^a	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h	0,015 h	0,010 h

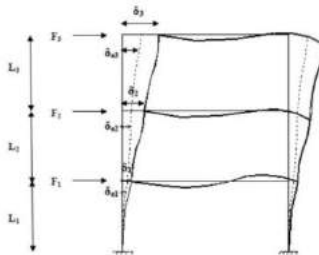
Untuk struktur Dual System, drift di batasi sebesar:

$$\begin{aligned} \Delta &= 0,020.h_{sx} \\ &= 0,020.5000 \\ &= 100 \text{ mm (untuk semua tingkat)} \end{aligned}$$

Kontrol simpangan struktur terhadap kinerja batas layangan kinerja batas ultimit dapat dilihat pada Gambar 4.12



Gambar 4.11 Simpangan Arah X dan Y
 perhitungan simpangan lantai 1: $\Delta_1 = \delta_1$
 perhitungan simpangan lantai 2-keatas : $\Delta_2 = (\delta_2 - \delta_1)C_d/I$



Gambar 4.12 Penentuan Simpangan Antar Lantai

Tabel 4.11 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Sumbu X

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Tingkat	Drift (Δs)	Drift (Δs) per Lantai	δx	Batas (Δs)	Ket
	m	m	m	m	
23	0.105866	0.005547	0.027735	0.1	ok
22	0.100319	0.00569	0.02845	0.1	ok
21	0.094629	0.005796	0.02898	0.1	ok
20	0.088833	0.032872	0.16436	0.1	ok
19	0.121705	0.005277	0.026385	0.1	ok
18	0.116428	0.005246	0.02623	0.1	ok
17	0.111182	0.028109	0.140545	0.1	ok
16	0.083073	0.00615	0.03075	0.1	ok
15	0.076923	0.006102	0.03051	0.1	ok
14	0.070821	0.006136	0.03068	0.1	ok
13	0.064685	0.006172	0.03086	0.1	ok
12	0.058513	0.006134	0.03067	0.1	ok
11	0.052379	0.006273	0.031365	0.1	ok
10	0.046106	0.006185	0.030925	0.1	ok
9	0.039921	0.006098	0.03049	0.1	ok
8	0.033823	0.005963	0.029815	0.1	ok
7	0.02786	0.005732	0.02866	0.1	ok
6	0.022128	0.005535	0.027675	0.1	ok
5	0.016593	0.005076	0.02538	0.1	ok
4	0.011517	0.004477	0.022385	0.1	ok
3	0.00704	0.003625	0.018125	0.1	ok
2	0.003415	0.002427	0.012135	0.1	ok
1	0.000988	0.000988	0.00494	0.1	ok

Tabel 4.12 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Dinamik Arah Sumbu Y

TABLE: Joint Displacements - Absolute					
Tingkat	Drift (Δs)	Drift (Δs) per Lantai	δx	Batas (Δs)	Ket
	m	m	m	m	
23	0.225407	0.012042	0.0602	0.1	ok
22	0.213365	0.012415	0.0621	0.1	ok
21	0.20095	0.012655	0.0633	0.1	ok
20	0.188295	0.070944	0.3547	0.1	ok
19	0.259239	0.010596	0.0530	0.1	ok
18	0.248643	0.011403	0.0570	0.1	ok
17	0.23724	0.061927	0.3096	0.1	ok
16	0.175313	0.012181	0.0609	0.1	ok
15	0.163132	0.012567	0.0628	0.1	ok
14	0.150565	0.012717	0.0636	0.1	ok
13	0.137848	0.012871	0.0644	0.1	ok
12	0.124977	0.013102	0.0655	0.1	ok
11	0.111875	0.012706	0.0635	0.1	ok
10	0.099169	0.01282	0.0641	0.1	ok
9	0.086349	0.012754	0.0638	0.1	ok
8	0.073595	0.012574	0.0629	0.1	ok
7	0.061021	0.012276	0.0614	0.1	ok
6	0.048745	0.011462	0.0573	0.1	ok
5	0.037283	0.010777	0.0539	0.1	ok
4	0.026506	0.009701	0.0485	0.1	ok
3	0.016805	0.008165	0.0408	0.1	ok
2	0.00864	0.006004	0.0300	0.1	ok
1	0.002636	0.002636	0.0132	0.1	ok

Dari hasil output *software* SAP 2000 v14, diperoleh hasil simpangan per lantai dan dengan perumusan kontrol di atas maka besar/nilai simpangan yang terjadi baik dari arah x maupun arah y telah memenuhi syarat, sehingga struktur gedung tersebut telah memenuhi kinerja batas layan struktur.

4.3.5.5 Kontrol Sistem Ganda

Untuk system ganda, rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya.

Tabel 4.13 Persentase Gaya Geser yang Mampu Dipikul Sistem Struktur

Pemikul gaya geser	Arah x (kgf)	%	Arah y (Kgf)	%
Dinding geser	19986.867	72%	20130.462	74%
Sistem rangka	7923.913	28%	7030.878	26%
total	27910.78	100%	27161.34	100%

Dari tabel perhitungan diatas, system ganda memenuhi.

4.4 PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA PRATEKAN

4.4.1 DATA AWAL PERENCANAAN

4.4.1.1 Data Perencanaan

Balok Beton pratekan direncanakan adalah balok yang terdapat pada elevasi +105.00 dan +110.00 , panjang yang diambil ialah bentang bersih bukan 21 m yang merupakan jarak antar sumbu kolom dikarenakan menggunakan sistem konsol pendek . Berikut adalah data perencanaan beton pratekan :

Panjang bentang	: 19.9 m
Dimensi Balok pratekan	: 70/100 cm
Mutu Beton Pratekan ($f'c$)	: 40 MPa

Mutu Beton Pelat (f'_c) : 40 MPa

Tebal pelat (t_f) : 12 cm

Jarak antar balok pratekan (s) : 5 m

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari. Sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut :

$f_{ci} = 0.88 \times 40 = 35.2$ MPa (koefisien Tabel Konversi Kekuatan Beton berdasarkan PBI)

4.4.1.2 Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (b_w), digunakan beberapa perumusan yang terdapat di dalam ACI 318-14 M Tabel 6.3.2.1 , dimana lebar efektif sayap balok T setidaknya mencapai $8h$, $S_w/2$, dan $l_n/8$ dan tidak boleh melebihi seperempat panjang balok
Perhitungan lebar efektif :

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{19.9}{4} = 4.975 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8t_f) = 70 + (8 \times 12) = 166 \text{ cm} = 1.66 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0.5(L - b) = 0.5(19.9 - 0.5) = 9.9 \text{ m}$$

Maka dipakai nilai b_{eff} yang terkecil, yaitu 1.66 m. sehingga memenuhi syarat sebelumnya yaitu setidaknya harus berada diantara 1.66 m dan 4.975m (seperempat panjang balok). Jarak antara balok yang digunakan untuk pembebanan ialah 5 meter, sesuai dengan jarak asli pada gedung

4.4.2 PENENTUAN TEGANGAN IJIN BAJA DAN BETON

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

- a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :

- Tegangan tekan : $0.60 f_{ci}$ (ACI 318-14M Table 24.5.3.1)

$$\sigma_{tk} = 0.6 \times f_{ci} = 0.6 \times 35.2 = 21.12 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik terluar:

$$\sigma_{tr} = f_t > 0.5 \sqrt{f_c} \text{ (ACI 318-14M Table 24.5.3.2)}$$

$$\sigma_{tr} = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}} = 0.25 \times \sqrt{35.2} = 1.48 \text{ MPa}$$

- Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0.70 f_{ci}$ (ACI 318-14M Table 24.5.3.1)

$$\sigma_{tk} = 0.7 \times f_{ci} = 0.7 \times 35.2 = 24.64 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $(0.5) \sqrt{f_{ci}}$ (ACI 318-14M Table 24.5.3.1)

$$\sigma_{tr} = 0.5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0.5 \times \sqrt{35.2} = 2.97 \text{ MPa}$$

- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.

- Tegangan tekan : $0.45 f_c$ (ACI 318-14M Table 24.5.4.1)

$$\sigma_{tk} = 0.45 \times f_c = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik (ACI 318-14M Table 24.5.2.1)

Untuk tegangan tarik digunakan kelas Uncracked

$$\begin{aligned}\text{Kelas U} &= ft \leq 0.62\sqrt{f'_c} \\ &= ft \leq 0.62\sqrt{40} \\ &= ft \leq 3.92 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

f_{py} = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

f_c = kuat tekan beton saat pemberian pratekan awal, MPa

f_{ci} = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

4.4.3 PERHITUNGAN PEMBEBANAN

Berikut perhitungan yang diperlukan untuk menganalisa balok pratekan dalam berbagai macam keadaan balok pratekan itu sendiri yaitu :

- Berat Sendiri Balok

$$\begin{aligned}q_{balok} &= b \times h \times \gamma_{beton} \\ &= 0.7 \times 1 \times 2400 \\ &= 1680 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Beban mati :

- Berat Pelat

$$\begin{aligned}q_d &= \gamma_{beton} \times s \times t_{pelat} \\ &= 2400 \times 5 \times 0.12 = 1440 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

- Berat Beban Mati Tambahan

$$\begin{aligned}q_d &= Tambahan \times b_{balok} \times h_{balok} \\ &= 92 \times 5 = 460 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

- Beban hidup (ruangan untuk Ruang Dansa Ballroom PPIUG 1983 hal 17. Tabel 3.1) :

$$q_l = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$q_l = q_l \times s$$

$$= 500 \times 5$$

$$= 2500 \text{ kg/m}^2$$

Maka dari perhitungan pembebanan diatas dapat dicari momen – momen yang dibeban kan kepada balok pratekan itu sendiri yaitu :

- Momen saat 1d

$$M_{balok} = 1/8 \times q_{balok} \times l^2$$

$$= 1/8 \times 1680 \times 19.9^2$$

$$= 83162.1 \text{ kgm} = 831.62 \text{ knm}$$

- Momen saat 1d + 1(d+)

$$M_{1d+(1d+)} = 1/8 \times q(1d+(1d+)) \times l^2$$

$$= 1/8 \times 3850 \times 19.9^2$$

$$= 177210 \text{ kgm} = 1772.1 \text{ knm}$$

- Momen saat beban Hidup bekerja

$$M_u = 1/8 \times q_u \times l^2$$

$$= 1/8 \times 6050 \times 19.9^2$$

$$= 300960 \text{ kgm} = 3009.6 \text{ knm}$$

4.4.4 PENENTUAN GAYA PRATEKAN

4.4.4.1 Analisa Penampang Global

Dikarenakan penampang balok pratekan merupakan balok precast yang terpisah dengan pelat, maka pada kondisi transfer dan beban layan menggunakan dimensi penampang yang berbeda.

Penampang Sebelum Komposit

$$A_{\text{balok}} = b \times h = 700 \times 1000 = 700000 \text{ mm}^2$$

$$Y_t = h/2 = 1000/2 = 500 \text{ mm}$$

$$Y_b = c_{gc} = h - Y_t = 1000 - 500 = 500 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 700 \times 1000^3 = 58333333333 \text{ mm}^4$$

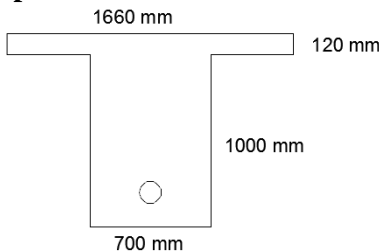
$$W_t = \frac{I}{y_t} = \frac{58333333333 \text{ mm}^4}{500 \text{ mm}} = 11666666666 \text{ mm}^3$$

$$W_b = \frac{I}{y_b} = \frac{58333333333 \text{ mm}^4}{500 \text{ mm}} = 11666666666 \text{ mm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A} = \frac{11666666666 \text{ mm}^3}{700000 \text{ mm}^2} = 166.7 \text{ mm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A} = \frac{11666666666 \text{ mm}^3}{700000 \text{ mm}^2} = 166.7 \text{ mm}$$

Penampang Komposit



Gambar 4.13 Penampang Balok Pratekan Komposit

Dari gambar 4.13 dapat dilihat tebal pelat (tf) adalah 120 mm atau 12 cm dengan jarak garis berat terhadap cgc adalah dt dan jarak garis netral balok terhadap yp sebesar dp sedangkan yt adalah garis netral penampang balok pratekan secara keseluruhan dari serat atas pelat. Untuk mendapatkan besarnya yt perlu diketahui luas penampang balok dan pelat secara total.

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut :

$$A_{pelat} = \frac{b_e \times t_f}{n} = \frac{1660 \times 120}{1} = 199200 \text{ mm}^2$$

$$A_{balok} = b \times h = 700 \times 1000 = 700000 \text{ mm}^2$$

Tabel 4.14 Tabel Perhitungan A.y

	A (mm ²)	berat ke tepi bawah	A.y (mm ³)
Balok	700000	500	350000000
pelat	199200.000	1060	211152000
S	899200	S	561152000

$$y_b \text{ komposit} = \frac{\sum A.y}{\sum A} = \frac{561152000}{899200} = 624.06 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} y_{tkomposit} &= H_{balok} + t_f - y_b \text{ komposit} \\ &= 1000 + 120 - 624.06 = 495.94 \text{ mm} \end{aligned}$$

Setelah didapat data-data di atas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon hendak dipasang yang disebut daerah limit kabel kabel. Tendon dipasang pada daerah yang menyebabkan beton menjadi tertekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok. Dimana :

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} \quad \text{dan} \quad K_b = \frac{W_t}{A_{total}}$$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{y_t} \quad \text{dan} \quad W_b = \frac{I_{komposit}}{y_t}$$

Keterangan :

K_t = kern atas

I = momen inersia

K_b = kern awah

Tabel 4.15 Tabel Perhitungan Inersia Penampang Komposit

	A (mm ²)	I _o (mm ⁴)	d (mm)	A.d ²	I _x (mm ⁴)
Balok	700000	58333333333	124.057	10773086967	69106420300
pelat	199200.000	239040000	435.943	37857233318	38096273318
S	899200			S	107202693618

$$A_{komposit} = 899200 \text{ mm}^2$$

$$I_{komposit} = 1.072 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{y_t} = \frac{1.072 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{495.94 \text{ mm}} = 216159277.5 \text{ mm}^3$$

$$W_b = \frac{I_{komposit}}{y_b} = \frac{1.072 \times 10^{11} \text{ mm}^4}{624.06 \text{ mm}} = 171783513.4 \text{ mm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = \frac{216159277.5 \text{ mm}^3}{899200 \text{ mm}^2} = 191 \text{ mm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = \frac{173929985.1 \text{ mm}^3}{899200 \text{ mm}^2} = 240.4 \text{ mm}$$

4.4.4.2 Gaya Pratekan Awal (Fo)

Pada perencanaan struktur balok pratekan gedung Apartemen aspen residences ini, gaya pratekan awal (F_o) direncanakan sebesar dicari dengan cara eliminasi.

Kemudian, dilakukan kontrol tegangan pada setiap kondisi yaitu, pada saat kondisi transfer dan beban layan . Besar gaya prategang diambil persamaan saat keadaan transfer lalu dikontrol .

Tegangan pada beton yang diijinkan:

- Pada saat transfer ditengah bentang
 Tarik Ijin = 1.48 MPa
 Tekan Ijin = -21.12 MPa
- Pada saat transfer ditumpuan
 Tarik Ijin = 2.97 MPa
 Tekan Ijin = -24.64 MPa
- Pada saat beban layan
 Tarik ijin = sesuai kelas $U = f_t \leq 3.92 \text{ MPa}$
 Tekan ijin = -18 MPa

Eksentrisitas yang direncanakan adalah sebagai berikut:

Eksentrisitas di tumpuan	=	0 mm
Eksentrisitas di tumpuan (komp)	=	124.06 mm
Eksentrisitas di tengah bentang	=	300 mm
Eksentrisitas di tengah bentang(komp)	=	345.31 mm

Pada saat transfer (akibat 1D):

$$M \text{ lapangan} = 83162.1 \text{ kgm} = 831.62 \text{ knm}$$

$$M \text{ tumpuan} = 0 \text{ knm}$$

Berdasarkan diatas maka dilakukan dengan cara substitusi untuk mendapatkan gambaran berapakah gaya pratekan awal (F_o) yang harus diambil,berikut perhitungannya :

Saat Transfer

- **Serat Atas**

$$\sigma_{tr} \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_g}{W_t}$$

$$1.48 \geq -\frac{fo}{700000} + \frac{fo \times (300)}{116666666} - \frac{83162000}{116666666}$$

$$1.14286 \times 10^6 (fo) = 8.61 \text{ N/mm}^2$$

$$F_o = 7535 \text{ Kn}$$

- **Serat Bawah**

$$\sigma_{tr} \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_t} + \frac{M_g}{W_t}$$

$$1.48 \geq -\frac{fo}{700000} - \frac{fo \times (300)}{116666666} + \frac{83162000}{116666666}$$

$$-0.000004 (fo) = -28.246 \text{ N/mm}^2$$

$$F_o = 7062 \text{ Kn}$$

Berdasarkan hasil perhitungan di atas didapat F_o maksimum yang dapat digunakan = 7062 Kn . Maka digunakan gaya prategang, maka digunakan gaya prategang sebesar $F_o = 7000 \text{ KN} = 7000000 \text{ N}$

Pada saat jacking (akibat 1d)

$$M_{\text{lapangan}} = 83162.1 \text{ kgm} = 831.62 \text{ knm}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = 0 \text{ knm}$$

$$e_{\text{tumpuan}} = 0 \text{ mm}$$

$$e_{\text{lapangan}} = 300 \text{ mm}$$

Tumpuan:

Serat atas

$$\sigma_{tr} \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_g}{W_t}$$

$$1.48 \geq -\frac{7000000}{700000} + \frac{7000000 \times (0)}{116666666} - \frac{0}{116666666}$$

$$1.48 \geq -10 + 0 - 0$$

$$1.48 > -10 \text{ MPa} \dots\dots \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tk} \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$-24.64 \leq -\frac{7000000}{700000} - \frac{7000000 \times (0)}{116666666} + \frac{0}{116666666}$$

$$-24.64 < -10 \text{ MPa} \dots\dots \text{OK}$$

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_{tr} \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_g}{W_t}$$

$$1.48 \geq -\frac{7000000}{700000} + \frac{7000000 \times (300)}{116666666} - \frac{83162000}{116666666}$$

$$1.48 \geq -10 + 18 - 7.12$$

$$1.48 > 0.87 \text{ MPa} \dots\dots\text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tk} \leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$-21.12 \leq -\frac{7000000}{700000} - \frac{7000000 \times (300)}{116666666} + \frac{83162000}{116666666}$$

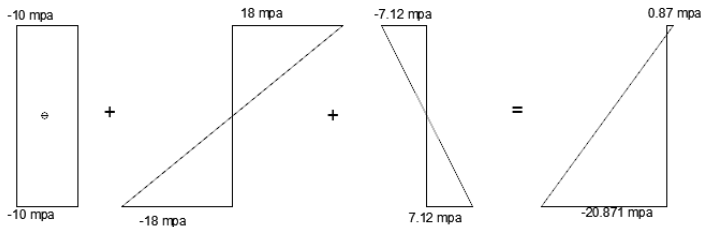
$$-21.12 \leq -10 - 18 + 7.12$$

$$-21.12 < -20.871 \text{ MPa} \dots\dots\text{OK}$$

Berikut Diagram Tegangannya :

Fo dan 1D

Tengah Bentang



Tumpuan



Gambar 4.14 Diagram Tegangan Akibat 1D

Pada saat beban layan (akibat 1D + 1L):

$$M \text{ lapangan} = 300960 \text{ kgm} = 3009.6 \text{ knm}$$

$$M \text{ tumpuan} = 0 \text{ knm}$$

$$e_{\text{tumpuan}} = 124.06 \text{ mm}$$

$$e_{\text{lapangan}} = 424.06 \text{ mm}$$

Diasumsikan kehilangan pratekan 20 %

$$F = 0.8 \times F_0 = 0.8 \times 7000000 = 5600000 \text{ N} = 5600 \text{ KN}$$

Tumpuan:

Serat atas

$$\begin{aligned} \sigma_{tk} &\leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{total}}{W_t} \\ -18 &\leq -\frac{5600000}{899200} + \frac{5600000 \times (124.06)}{216159277.5} - \frac{0}{216159277.5} \\ -18 &\leq -6.227 + 3.213 - 0 \\ -18 &< -3.013 \text{ MPa} \dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

Serat bawah

$$\begin{aligned} \sigma_{tr} &\geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{total}}{W_b} \\ 3.92 &\geq -\frac{5600000}{899200} - \frac{5600000 \times (124.06)}{171783513.4} + \frac{0}{171783513.4} \\ 3.92 &\geq -6.27 - 4.04 + 0 \\ 3.92 &> -10.272 \text{ MPa} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_{tk} \leq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_{total}}{W_t}$$

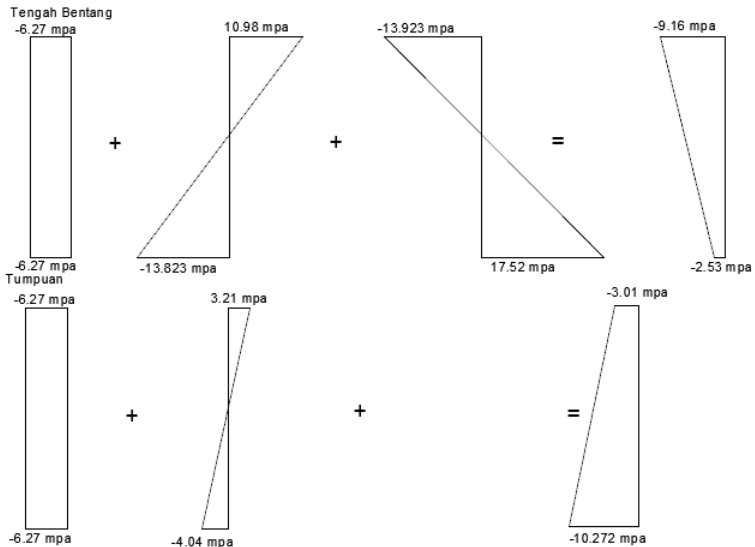
$$\begin{aligned}
 -18 &\leq -\frac{5600000}{899200} + \frac{5600000 \times (124.06)}{216159277.5} - \frac{3009600000}{216159277.5} \\
 -18 &\leq -6.227 + 10.985 - 13.923 \\
 -18 &< -9.16 \text{ MPa} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Serat bawah

$$\begin{aligned}
 \sigma_{tr} &\geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{total}}{W_b} \\
 3.92 &\geq -\frac{5600000}{899200} - \frac{5600000 \times (124.06)}{171783513.4} + \frac{3009600000}{171783513.4} \\
 3.92 &\geq -6.227 - 13.823 + 17.52 \\
 3.92 &> -2.539 \text{ MPa} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Berikut diagram tegangannya :

F dan 1D+1L



Gambar 4.15 Diagram Tegangan Keadaan 1D+1L

4.4.4.3 Penentuan Tendon yang digunakan

Penentuan tendon yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Gunakan tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1840$ MPa (strand stress-relieved)
- $f_{pmax} = 0.94 \times 1840 = 1729.6$ Mpa
- Luas tendon yang diperlukan ialah:

$$A_{perlu} = \frac{F_o}{f_{pmax}} = \frac{7000000}{1729.6} = 4047.178 \text{ mm}^2$$

- Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Tendon unit : 5-42
- Jumlah strand : 39
- Diameter strand : 12.7 mm
- Jumlah tendon : 1
- Luas tendon yang digunakan

$$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi 12.7^2 \times 19 = 4937.8934 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena $A_{pakai} > A_{perlu}$ (OK)

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{7000000}{4937.8934} = 1417.6081 \text{ mpa}$$

4.4.4.4 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

a. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

1. Kehilangan akibat slip angker (ACI 318-14M 20.3.2.6.1.a)

Kehilangan akibat pengangkuran/slip angkur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke angkur. Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran. Cek apakah kehilangan prategang akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$g = 2.5 \text{ mm}$

$f_{pakai} = 1437.8601 \text{ MPa}$

$\mu = 0.25$ (wire strand tendon)

$K = 0.0016$ (wire strand tendon)

$f = 300 \text{ mm}$

$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8f/L) = 0.1206$

$L = 19.9 \text{ m} = 19900 \text{ mm}$

$$x = \sqrt{\frac{200000 \times 2.5}{1373.583 \times (0.25 \times \frac{0.076}{21000} + 0.0016)}} \\ = 469.29 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 469.29 \text{ mm} = 0.469 \text{ m}$. Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkurian sampai ke tumpuan kantilever $x < 10.25 \text{ m}$, maka kehilangan akibat pengangkurian tidak mempengaruhi.

2. Kehilangan akibat perpendekan elastis (ACI 318-14M 20.3.2.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

3. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (ACI 318-14M 20.3.2.6.1.2)

Perhitungan kehilangan prategang diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja prategang saat proses pemberian gaya prategang. Kehilangan prategang akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$$F = 7000 \text{ KN}$$

$$\mu = 0.25 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$K = 0.0016 \text{ (wire strand tendon)}$$

$$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon (8y/L)} = 0.1206$$

$$L = 19900 \text{ mm} = 19.9 \text{ m}$$

$$F_{pf} = 7000 \cdot e^{-(0.25 \times 0.076 + 0.0016 \times 19900)} = 6780.43 \text{ kn}$$

$$\Delta F_{pf} = 7000 - 6780.43 = 219.57 \text{ KN}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{219.57 \times 1000}{4937.8934} = 44.47 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{44.47}{1417.6081} = 3.14 \%$$

- b. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat rangkai (ACI 318-14M 20.3.2.6.1.c) Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkai :

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

Dimana :

$K_{cr} = 1.6$ untuk metode pasca-tarik

$f_{c_{ds}}$ = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton di daerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{7000000}{700000} + \frac{7000000 \times 300}{116666666} \right) \times \frac{300}{500} = 16.8 \text{ Mpa}$$

$$f_{c_{ds}} = \left(\frac{83162000}{116666666} \right) \times \frac{300}{500} = 12.01 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} CR &= K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] \\ &= 1.6 \times \left(\frac{200000}{29725.41} \right) \times (16.8 - 12.01) \\ &= 51.47 \text{ mpa} \end{aligned}$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkai ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{51.47}{1417.6081} = 0.0363117 = 3.63 \%$$

2. Kehilangan akibat susut (ACI 318-14M 20.3.2.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut :

$$SH = (8.2 \times 10^{-6}) K_{SH} \cdot E_s [1 - 0.00236(v/s)] \cdot [100 - RH]$$

RH = 80% (untuk kota Padang)

$$K_{sh} = 0.77 \text{ (7 hari)}$$

v/s = luas penampang beton/ keliling penampang beton

$$= \frac{8992}{556} = 16.17 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c = 6.728$$

$$\begin{aligned} SH &= (8.2 \times 10^{-6}) \times 0.77 \times 200000 \times [1 - 0.00236 \times 16.17] \times \\ &[100 - 80] \\ &= 2.91 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Persentase kehilangan prategang akibat susut ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{2.91}{1417.6081} = 0.0020595 = 0.20595 \%$$

3. Kehilangan akibat relaksasi baja (ACI 318-14M 20.3.2.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] * C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$K_{re} = 138 \text{ MPa (strand stress relieved)}$$

$$J = 0.15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1417.6081}{1840} = 0.7704, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ ialah}$$

sebagai berikut

$$C = 1.45$$

$$RE = 188.2689 \text{ mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{188.2689}{1417.6081} = 13.2807\%$$

Total kehilangan prategang ialah

$$3.14 \% + 3.63\% + 0.20595 \% + 13.2807\% = 20.255 \%$$

4.4.4.5 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan

Besar gaya pratekan yang terjadi setelah kehilangan pratekan adalah sebesar berikut:

$$F = \frac{100 - 20.255}{100} \times 7000 = 5582.175 \text{ KN} = 5582175.391 \text{ N}$$

Maka balok prategang harus dikontrol lagi dengan gaya prategang yang telah mengalami kehilangan, berikut perhitungannya :

Pada saat jacking (akibat 1d)

$$M_{\text{lapangan}} = 83162.1 \text{ kgm} = 831.621 \text{ mmm}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = 0 \text{ knm}$$

$$e_{\text{tumpuan}} = 0 \text{ mm}$$

$$e_{\text{lapangan}} = 300 \text{ mm}$$

Tumpuan:

Serat atas

$$\sigma_{tr} \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_g}{W_t}$$

$$\begin{aligned}
 1.48 &\geq -\frac{5582175.391}{700000} + \frac{5582175.391 \times (0)}{116666666} - \frac{0}{116666666} \\
 1.48 &\geq -7.97 + 0 - 0 \\
 1.48 &> -7.97 \text{ MPaOK}
 \end{aligned}$$

Serat bawah

$$\begin{aligned}
 \sigma_{tk} &\leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b} \\
 -24.64 &\leq -\frac{5582175.391}{700000} - \frac{5582175.391 \times (0)}{116666666} + \frac{0}{116666666} \\
 -24.64 &< -7.97 \text{ MPa..... OK}
 \end{aligned}$$

Tengah bentang:

Serat atas

$$\begin{aligned}
 \sigma_{tr} &\geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_g}{W_t} \\
 1.48 &\geq -\frac{5582175.391}{700000} + \frac{5582175.391 \times (300)}{116666666} - \frac{831621000}{116666666} \\
 1.48 &\geq -7.97 + 14.35 - 7.12 \\
 1.48 &> -0.748 \text{ MPaOK}
 \end{aligned}$$

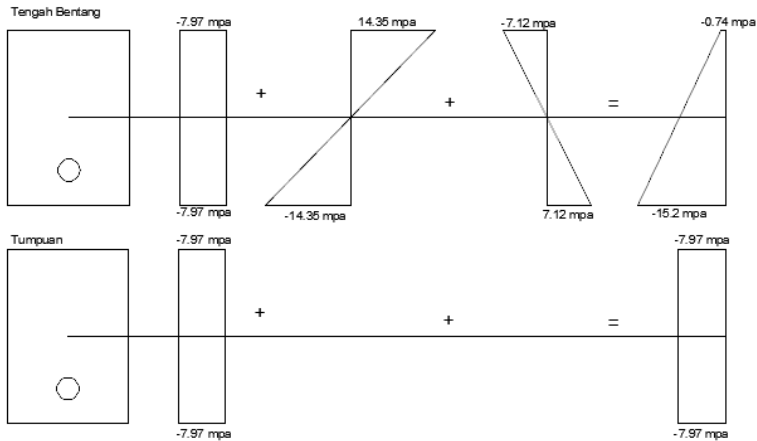
Serat bawah

$$\begin{aligned}
 \sigma_{tk} &\leq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b} \\
 -21.12 &\leq -\frac{5582175.391}{700000} - \frac{5582175.391 \times (300)}{116666666} + \frac{831621000}{116666666} \\
 -21.12 &\leq -7.97 - 14.35 + 7.12 \\
 -21.12 &< -15.2005 \text{ MPaOK}
 \end{aligned}$$

Berikut Diagram Tegangannya :

Sesudah Kehilangan

1. F dan 1D



Gambar 4.16 Diagram Tegangan Keadaan 1D Setelah kehilangan

Pada saat jacking (akibat 1d+(d+))

$$M_{\text{lapangan}} = 177210 \text{ kgm} = 1772.10 \text{ knm}$$

$$M_{\text{tumpuan}} = 0 \text{ knm}$$

$$e_{\text{tumpuan}} = 0 \text{ mm}$$

$$e_{\text{lapangan}} = 300 \text{ mm}$$

Tumpuan:

Serat atas

$$\sigma_{tr} \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_d}{W_t}$$

$$-18 \leq -\frac{5582175.391}{700000} + \frac{5582175.391 \times (0)}{116666666} - \frac{0}{116666666}$$

$$-18 \leq -7.97 + 0 - 0$$

$$-18 < -7.97 \text{ MPa} \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_d}{W_b}$$

$$3.94 \geq -\frac{5582175.391}{700000} - \frac{5582175.391 \times (0)}{116666666} + \frac{0}{116666666}$$

$$3.94 > -7.97 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_{tr} \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_d}{W_t}$$

$$-18 \leq -\frac{5582175.391}{700000} + \frac{5582175.391 \times (300)}{116666666} - \frac{1772100000}{116666666}$$

$$-18 \leq -7.97 + 14.35 - 15.189$$

$$-18 < -9.61 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_d}{W_b}$$

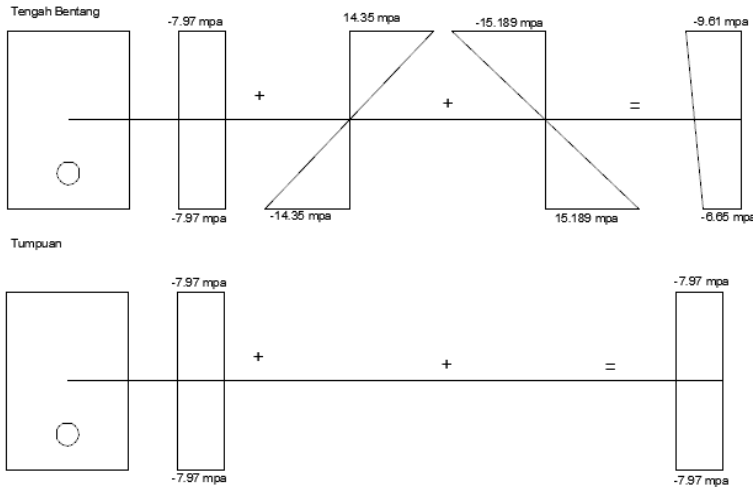
$$3.94 \geq -\frac{5582175.391}{700000} - \frac{5582175.391 \times (300)}{116666666} + \frac{1772100000}{116666666}$$

$$3.94 \geq -7.97 - 14.35 + 15.189$$

$$3.94 > -6.65 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Berikut diagram tegangannya :

2. \ddagger dan 1D+Pelat



Gambar 4.17 Diagram Tegangan Keadaan Beban Mati Setelah kehilangan

Pada saat Beban Hidup Belum Bekerja

MD lapangan = $94052.3 \text{ kgm} = 940.523 \text{ knm}$

MD tumpuan = 0 knm

Tumpuan:

Serat atas

$$\sigma_{tr} \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_g}{W_t} - \frac{M_d}{W_{tc}}$$

$$-18 \leq -\frac{5582175.391}{700000} + \frac{5582175.391 \times (0)}{116666666} - \frac{0}{116666666}$$

$$-18 \leq -7.97 + 0 - 0$$

$$-18 < -7.97 \text{ MPa} \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b} + \frac{M_d}{W_{bc}}$$

$$3.94 \geq -\frac{5582175.391}{700000} - \frac{5582175.391 \times (0)}{116666666} + \frac{0}{116666666}$$

$$3.94 > -7.97 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_{tr} \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_g}{W_t} - \frac{M_d}{W_{tc}}$$

$$-18 \leq -\frac{5582175.391}{700000} + \frac{5582175.391 \times (300)}{116666666} - \frac{831621000}{116666666}$$

$$-18 \leq -7.97 + 14.35 - 7.12 - 4.35$$

$$-18 < -5.0996 \dots \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b} + \frac{M_d}{W_{bc}}$$

$$3.94 \geq -\frac{5582175.391}{700000} - \frac{5582175.391 \times (300)}{116666666}$$

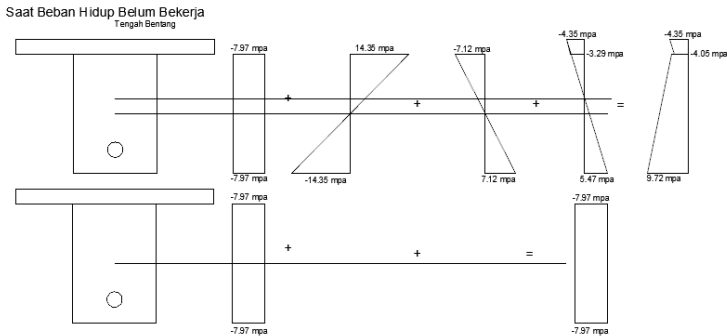
$$+ \frac{831621000}{116666666} + \frac{940523750}{171783513.4}$$

$$3.94 \geq -7.97 - 14.35 + 7.12 + 5.475$$

$$3.94 > -9.725 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Dikarenakan penampang yang digunakan untuk analisa diagram tegangan momen akibat beban hidup adalah komposit, maka serat atas bukan berjumlah -5.0996 mpa, tetapi

harus dijumlah dengan perbandingan segitiga diagram tegangan, berikut gambar diagram tegangannya :



Gambar 4.18 Diagram Tegangan Beban Hidup Belum Bekerja

Pada gambar bisa dilihat bahwa tegangan serat atas menjadi -4.05 mpa dan -4.35 mpa

Pada saat Beban Hidup Bekerja (akibat 1d+1l)

MD lapangan = 177210 kgm = 1772.1 knm

MD tumpuan = 0 knm

ML lapangan = 123750 kgm = 1237.5 knm

ML tumpuan = 0 knm

Tumpuan:

Serat atas

$$\sigma_{tr} \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_d}{W_t} - \frac{M_l}{W_{tc}}$$

$$-18 \leq -\frac{5582175.391}{700000} + \frac{5582175.391 \times (0)}{116666666} - \frac{0}{116666666}$$

$$-18 \leq -7.97 + 0 - 0$$

$$-18 < -7.97 \text{ MPa} \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_d}{W_b} + \frac{M_l}{W_{bc}}$$

$$3.94 \geq -\frac{5582175.391}{700000} - \frac{5582175.391 \times (0)}{116666666} + \frac{0}{116666666}$$

$$3.94 > -7.97 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_{tr} \leq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_t} - \frac{M_d}{W_t} - \frac{M_l}{W_{tc}}$$

$$-18 \leq -\frac{5582175.391}{700000} + \frac{5582175.391 \times (300)}{116666666} - \frac{1772100000}{116666666}$$

$$-18 \leq -7.97 + 14.35 - 15.189 - 5.724$$

$$-18 < -14.535 \dots \text{OK}$$

Serat bawah

$$\sigma_{tk} \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_d}{W_b} + \frac{M_l}{W_{bc}}$$

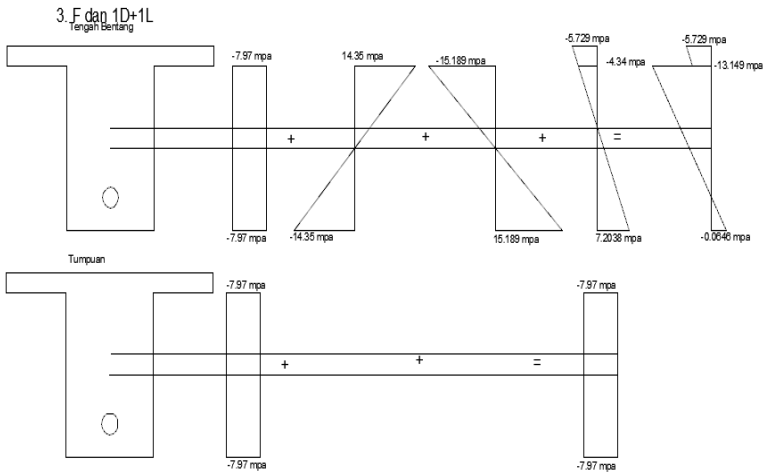
$$3.94 \geq -\frac{5582175.391}{700000} - \frac{5582175.391 \times (300)}{116666666} + \frac{1772100000}{116666666}$$

$$3.94 \geq -7.97 - 14.35 + 15.189 + 7.2038$$

$$3.94 > 0.0646 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

Dikarenakan penampang yang digunakan untuk analisa diagram tegangan momen akibat beban hidup adalah komposit, maka serat atas bukan berjumlah 14.535 mpa, tetapi

harus dijumlah dengan perbandingan segitiga diagram tegangan, berikut gambar diagram tegangannya :



Gambar 4.19 Diagram Tegangan Keadaan Beban Hidup Bekerja Setelah kehilangan

Pada gambar bisa dilihat bahwa tegangan serat atas menjadi -14.4 mpa dan -6.07 mpa

4.4.5 KONTROL LENDUTAN

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

4.4.5.1 Lendutan Saat Jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre)

$$P_o = \frac{8xFoxf}{L^2} = \frac{8x 7000000 x 300}{19900^2} = 42.42 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} x \frac{P_o \cdot L^4}{E_c x I} = \frac{5}{384} x \frac{42.42 x 19900^4}{29725.41 x 58333333333} \\ = 27.18 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat beban mati

qbalok = 1680 kg/m

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} x \frac{q \cdot L^4}{E_c x I} = 19.784 \text{ mm}$$

Jumlah total lendutan = 27.18 – 19.784 = 7.40 mm(↑)

Lendutan ijin (ACI 318-14M Tabel 24.2.2) :

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{19900}{480} = 41.45 \text{ mm} \rightarrow \Delta < \Delta_{ijin} \dots\dots (\text{OK})$$

4.4.5.2 Lendutan Saat Beban Bekerja

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (camber)

$$P_o = \frac{8xFxf}{L^2} = \frac{8 \times 5582175.39.1 \times 300}{19900^2} = 33.83 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \cdot L^4}{E_c \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{33.83 \times 19900^4}{29725.41 \times 1.072 \times 10^{11}} \\ = 21.68 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat beban mati dan hidup

$$q_u = 6080 \text{ kg/m}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot L^4}{E_c \times I} = 38.96 \text{ mm } (\downarrow)$$

$$\text{Jumlah total lendutan} = 21.68 - 38.96 = 17.28 \text{ mm } (\downarrow)$$

Lendutan ijin (ACI 318-14M Tabel 24.2.2):

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{19900}{480} = 41.45 \text{ mm } \Delta < \Delta_{ijin} \dots \dots \text{ (OK)}$$

4.4.6 KONTROL MOMEN NOMINAL

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok manakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini diatur dalam ACI 318-14M Ps 9.5.1.1.a

$$M_n = T (d-a/2)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 4937.893$$

$$d = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$\gamma_p = 0.55$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0.05 = 0.764$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Untuk sebarang tulangan tekan yang dihitung, maka :

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \text{ dapat diambil tidak kurang dari } 0.17.$$

$$f_{ps} = 1840 \left\{ 1 - \frac{0.55}{0.764} 0.17 \right\} = 1614.82 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 4937.893 \times 1614.32 = 7973808.939 \text{ N}$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0.85 f'_c b} = 335.033 \text{ mm}$$

$$M_n = 7973808.939 \left(900 - \frac{335.033}{2} \right) = 5840679537 \text{ knm}$$

$$M_n = 5840.679 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0.9$$

$$0.9 \times 5840.679 \geq 3009.6 \text{ KNm}$$

$$5256.611 \text{ KNm} \geq 3009.6 \text{ KNm} \dots (\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

4.4.7 KONTROL MOMEN RETAK

Perhitungan kuat ultimate dari betonprategang harus memenuhi persyaratan ACI 318-14M pasal 24.2.3.9 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0.62\lambda\sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_u > 1.2M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.8$. Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik) :

$$F = 5582.175 \text{ Kn}$$

$$K_t = 191.04 \text{ mm}$$

$$e = 424.056 \text{ mm}$$

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c} = 0.62 \sqrt{40} = 3.92 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_1 &= F(e + K_t) \\ &= 5582175.391 (424.056 + 191.04) = 3433581143 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= f_r \times W_b \\ &= 3.92 \times 171783513 = 673601687 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = 4107182830 \text{ Nmm} = 4107.182 \text{ KNm}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\phi M_u > 1.2M_{cr}$$

$$0.9 \times 5840.679 > 1.2 \times 4107.182 \text{ kNm}$$

$$5256.611 > 4928.619 \text{ kNm} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen retak maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

4.4.8 DAERAH LIMIT KABEL

Tegangan tarik pada serat beton yang terjauh dari garis netral akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan oleh peraturan yang ada..

Oleh karena itu perlu ditentukan daerah batas pada penampang beton, dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada serat beton.

Mencari jari-jari inersia :

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{107202693618}{899200}} = 345.2826 \text{ mm}$$

Batas paling bawah letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton ialah :

$$k_b = \frac{W_t}{A} = 240.6 \text{ mm}$$

Batas paling atas letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton ialah :

$$k_t = \frac{W_b}{A} = 191.04 \text{ mm}$$

Mencari nilai daerah limit kabel

$$a_1 = \frac{M_t}{F} = \frac{3.194 \times 10^9}{5693072} = 56.15 \text{ cm} = 561.5 \text{ mm}$$

$$a_2 = \frac{M_G}{F_o} = \frac{1.88 \times 10^9}{7100000} = 264.876 \text{ cm} = 264.876 \text{ mm}$$

4.4.9 PERENCANAAN KEBUTUHAN TULANGAN LUNAK

Dikarenakan sistem perletakkan balok adalah konsol pendek ,maka tulangan lunak dipasang tulangan praktis sebagai penahan tulangan geser,direncanakan 2 ϕ 12 sebagai tulangan tekan dan tarik

4.4.10 PERENCANAAN TULANGAN GESER

Dikarenakan sistem perletakkan balok adalah konsol pendek maka Mpr diasumsikan tidak ada sehingga perencanaan tulangan geser didasarkan dari Vu balok

Beban terbagi rata pada pelat Lantai (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati : 1900 kg/m

Beban hidup :2500 kg/m

Beban Balok : 1680 kg/m

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$= 1.2D + 1L$$

$$= 1.2 \times (1900 + 1680) + 2500$$

$$= 6532 \text{ kg/m}$$

Sehingga Vu balok didapatkan dengan cara :

$$Vu = qu \times l/2 = 6532 \times 19.9 / 2 = 649.934 \text{ Kn}$$

Pemasangan Tulangan Geser

a Pemasangan Sengkang Balok di Daerah Sendi Plastis (Tumpuan) :

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila :

1. Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi gravitasi
 $0 > 0,5 \times 649.934$ (not OK)
2. Gaya aksial tekan $< 0,2 \times A_g \times f'_c = 0,2 \times (500 \times 1000) \times 40 = 4000000$ N

Karena gaya aksial pada balok sangat kecil maka syarat ke-2 memenuhi (OK)

dengan demikian maka v_c sama dengan 0

$$V_s = V_{ekn}/\phi - V_c$$

$$V_s = 649.934 / 0.75 - 0 \\ = 722.148 \text{ kn} = 722148 \text{ N}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki $D13$

$$A_v = 2 \times 1/4 \times \pi \times 13^2 = 265.4645792 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s = 136.895 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi
 ACI 318-14M Tabel 9.7.6.2.2

1. $d/4$ $= 231.37 \text{ mm}$
2. $8 \times$ Dutama $= 200 \text{ mm}$
3. $24 \times$ Dsengkang $= 288 \text{ mm}$
4. 300 mm

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu $= 136.895 \text{ mm}$. Untuk kemudahan pemasangan di lapangan, digunakan jarak $= 120 \text{ mm}$.

Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 1000 = 2000$ mm dari muka kolom

Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Kontrol kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih besar dari V_s max.

$$V_{smax} = 0.66\sqrt{f_c'}xbwx d = 2443808.18 \text{ N} > V_s = 722148 \text{ N(OK)}$$

b Pemasangan Sengkang di Luar Daerah Sendi Plastis

Dikarenakan V_u kiri dan kanan sama maka disimpulkan $V_u = 0$ ketika ditengah bentang

Gaya geser rencana diluar $2h$ dari muka kolom (diluar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{9950-2000}{9950} = \frac{V_u}{649.934}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan $V_u = 519.294 \text{ kn}$

$$V_c = 1/6 \times (f_c')^{0.5} \times b \times d = 737864.787 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{519.294}{0.75} - 737.864 = -45.472 \text{ kn}$$

Digunakan sengkang $\phi 12$, maka A_v :

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 226.194 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v x f_y x d}{V_s} = -1852.424 \text{ mm}$$

Syarat sengkang tidak boleh melebihi $d/2 = 460 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu $s = 460 \text{ mm}$

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil jarak sengkang diluar sendi plastis $= 300 \text{ mm}$.

Resume Perhitungan Penulangan Balok Pratekan :

Tulangan Lentur

Tumpuan atas	=	$2\phi 12$
Tumpuan bawah	=	$2\phi 12$
Lapangan atas	=	$2\phi 12$
Lapangan bawah	=	$2\phi 12$

Tulangan Geser

Tumpuan	=	$2 D13 - 120$
Lapangan	=	$\phi 12 - 300$

4.4.11 KONTROL MOMEN NOMINAL SECARA KESELURUHAN

Kontrol momen nominal yang dilakukan dimaksudkan untuk mengecek secara keseluruhan apakah tendon baja pratekan yang telah dipasang dengan tulangan lunak baja memenuhi kontrol momen.

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi, baik dari beban hidup dan mati maupun setelah menerima gempa..Dalam perhitungan ini, konsep keseimbangan gaya tekan dan tarik pada beton menjadi dasar perhitungan kontrol momen nominal :

$$C' = T$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tendon pratekan

Dari perhitungan sebelumnya, didapat besarnya nilai nominal akibat tendon pratekan yaitu :

$$M_n = 5840679537 \text{ Nmm}$$

$$a = 335.0339 \text{ mm}$$

Momen nominal yang disumbangkan oleh tulangan tumpuan atas

Dipakai tulangan lentur 2 D 13

$$A_s = 265.33 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$d = 1000 - 50 - 12 - 25/2 = 920 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 265.33 \times 400 \times (920 - 335.0339 / 2) = 79862526.34 \text{ Nmm}$$

Dimana :

- M_n = kuat lentur nominal (Nmm)
- A_s = luas tulangan tarik (mm^2)
- f_y = tegangan leleh baja (MPa)
- f'_c = kuat tekan beton yang disyaratkan (MPa)
- a = tinggi blok tegangan persegi ekuivalen

$$M_n \text{ total} = 5840679537 + 79862526.34 = 5920542063 \text{ Nmm}$$

$\phi M_n \geq M_u$, dimana nilai $\phi = 0.9$. Sesua ACI 318-14M Ps 9.5.1.1 , nilai M_u yang diambil ialah kombinasi antara beban hidup dan mati, ditambah dengan analisa beban gempa maksimum yang terjadi.

$$0.9 \times 5920542063 \text{ Nmm} > 3193900000 \text{ Nmm}$$

$$5328487857 \text{ Nmm} > 3193900000 \text{ Nmm} \dots (\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal saat ada penambahan baja lunak telah memenuhi, maka hasil perhitungan beton pratekan secara keseluruhan telah memenuhi persyaratan.

4.4.12 PENGANGKURAN UJUNG

Prestressed beam dengan metode post-tension rentan mengalami kegagalan dikarenakan terjadi tekanan yang sangat besar pada tumpuan, maka harus ditambah perkuatan dengan asumsi keadaan ekstrim yaitu saat transfer dimana kekuatan prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global di isyaratkan oleh ACI 318-14M pasal 26.7.1.E. Tulangan Bursting juga diperlukan untuk memikul gaya pencar sesuai yang diatur pada pasal 25.9.4.4.2

Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik. Penulangan pengekanan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan ACI 318-14M Ps.26.7.1.B mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya pratekan awal yang diberikan ialah sebagai berikut :

$$F_o = 7000000 \text{ N}$$

$$P_u = 1.2 F_o = 1.2 \times 7000000 = 8400000 \text{ N}$$

$$T_{PENCAR} = 0.25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h} \right)$$

$$d_{PENCAR} = 0.5(h - 2e)$$

Dimana :

- ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau
 a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau
 e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)
 h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau
 Diperoleh nilai sebagai berikut :
 a = 390 mm (angkur dengan strand 5-42, Spek Tendon VSL)
 e = 0 mm (eksentrisitas pada tumpuan)
 h = 1000 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0.25 \times 8400000 \left(1 - \frac{390}{1000} \right) = 1281000 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0.5(1000 - 2 \times 0) = 500 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{1281000}{400} = 3202.5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 4 D16 ($A_v = 804.25 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{3202.5}{804.25} = 3.98 \approx 4 \text{ buah}$$

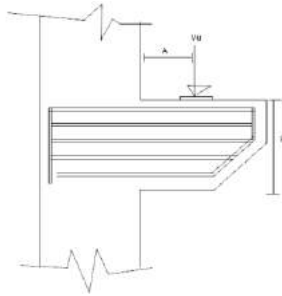
Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

$$s = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{500}{4} = 125 \text{ mm, diambil } 125 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 4D16, dengan nilai $s = 125 \text{ mm}$

4.4.13 PERHITUNGAN KONSOL PENDEK

Dimensi konsol pendek harus direncanakan agar dapat menahan reaksi yang diakibatkan balok beton pratekan, berikut perencanaannya :



Gambar 4.20 Sketsa Konsol Pendek

V_u	=	649934 N
$N_u = 0.2 V_u$	=	129986.8 N
a	=	200 mm
b	=	700 mm
h	=	400 mm
d	=	347.5 mm
C_c	=	40 mm
Tulangan S	=	25 mm
Tulangan H	=	13 mm
f'_c	=	40 mpa
f_y	=	400 mpa

4.4.13.1 Kontrol Dimensi

Konsol memiliki batasan dimensi seperti yang telah diatur pada ACI yang mengatakan bahwa V_u/ϕ setidaknya lebih besar daripada 3 poin berikut :

- $0.2f'_c \times b \times d$
- $(3.3 + 0.08f'_c) bwd$
- $11bwd$

ACI 318-14M P.s 16.5.2.4

$$V_u/\phi = \frac{649394}{0,75} = 866578.6667 \text{ N}$$

Maka :

- $866578.6667\text{N} > 0.2f'_c \times b \times d = 1946000 \text{ N} \dots(\text{ok})$
- $866578.6667\text{N} > (3.3 + 0.08 f' c) bwd = 2675750 \text{ N} \dots(\text{ok})$
- $866578.6667\text{N} > 11bwd = 1581125 \text{ N} \dots(\text{ok})$

4.4.13.2 Perhitungan Penulangan Konsol

Konsol direncanakan agar dapat menahan momen ultimate yang diakibatkan balok pratekan yang mana dirumuskan sebagai berikut :

$$M_u = [V_u \cdot a + N_{uc} (h-d)]$$

ACI 318-14M P.s 16.5.3.1

Maka didapatkan :

$$M_u = [866578.6667 + 129986.8 (300 - 247.5)]$$

$$M_u = 136811107 \text{ N} = 136811.107 \text{ kN}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi \cdot \mu \cdot f_y} = \frac{V_n}{\mu \cdot f_y} = 1547.461 \text{ mm}^2$$

$$A_f = \frac{M_u}{0,85 \cdot \phi \cdot f_y \cdot d} = 1543.9256 \text{ mm}^2$$

$$A_n = \frac{N_u}{\phi \cdot f_y} = 433.289 \text{ mm}^2$$

Maka untuk perhitungan penulangan diambil A_s yang paling besar diantara 3 nilai berikut :

- $A_{sc} = (A_f + A_n) = 1977.214 \text{ mm}^2$
- $A_{sc} = \left(\frac{2}{3} A_{vf} + A_n \right) = 1464.93 \text{ mm}^2$
- $0.04 (f'c/fy)(bw d) = 973 \text{ mm}^2$

ACI 318-14M Ps 16.5.5.1

Berdasarkan perhitungan diatas diambil $A_{sc} = 2601.023 \text{ mm}^2$ perhitungan tulangan A_h juga diatur sebagaimana berikut :

$$A_h = \frac{1}{2} (A_s - A_n) = 771.962 \text{ mm}^2$$

ACI 318-14M Ps 16.5.5.2

Berdasarkan perhitungan diatas diambil $A_h = 771.962 \text{ mm}^2$
 Direncanakan A_h memakai 5D25 (A_s pakai = 2454.4 mm^2)
 dan A_h memakai 6D13 (A_s pakai = 796.44 mm^2)

4.5 PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEKAN

4.5.1 UMUM

Perencanaan struktur utama non pratekan ini meliputi perencanaan balok induk, kolom, serta hubungan balok kolom. Perhitungan yang dilakukan mengacu pada ketentuan ACI 318-14M, dan pembebanan gempa dengan mengacu pada SNI 03-1726-2012, yang di dalamnya terdapat ketentuan dan persyaratan perhitungan beban gempa. Perencanaan Gedung Apartemen Aspen Residences secara keseluruhan konstruksinya menggunakan beton bertulang biasa, sehingga diperlukan ketelitian antara pengaplikasian *software* bantu sipil untuk perhitungan gaya-gaya pada bab pembebanan dan perhitungan kebutuhan penulangan secara manual.

4.5.2 PERENCANAAN BALOK INDUK

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Dalam contoh perhitungan tulangan akan dipakai perhitungan balok 4.5 meter yang berdimensi 30/40

4.5.2.1 Penulangan Lentur

Data perencanaan yang diperlukan meliputi mutu bahan, dimensi balok, serta diameter tulangan yang digunakan.

Dimensi	: 30/40
Tebal decking (d')	: 50 mm
Tulangan lentur (D)	: 25 mm
Tulangan sengkang (D)	: 13 mm
Mutu Tulangan (f_y)	: 400 MPa

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu sengkang (f}_y\text{)} & : 400 \text{ MPa} \\
 \text{Mutu beton (f}'_c\text{)} & : 40 \text{ MPa} \\
 d = h - (\text{decking} + D_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \cdot D_{\text{tul. utama}}) \\
 & = 400 - (4 + 13 + 0,5 \times 25) \\
 d & = 400 - 75,5 = 324,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

momen ultimate balok yang didapat dari SAP2000 ialah dari kombinasi **1.2D+1L+1Ex** yaitu $M_u = 545.7093 \text{ kNm}$

10. menentukan harga β_1 dan Φ

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.764$$

(ACI 318-14M tabel 22.2.2.4.3)

$$\Phi = 0.9 \quad \text{(ACI 318-14M tabel 21.2.2.2)}$$

11. Menentukan harga c, a dan C setelah trial and error didapat :

$$c = 0.56 b = 0.56 \times 300 = 168 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times c = 0.76 \times 196 = 128.4 \text{ mm}$$

$$C = 0.85 \times f'_c \times b \times a = 1309680 \text{ N} = 1309.68 \text{ kN}$$

12. Menentukan A_s dan M_{n1}

$$A_s = C / F_y = 1309680 / 400 = 3274.2 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 M_{n1} &= A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3274.2 \times 400 \left(324.5 - \frac{128.4}{2} \right) \\
 &= 340.9097 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

13. Cek apakah balok membutuhkan tulangan tekan

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = 545.7093 / 0.9 = 606.343 \text{ kNm}$$

Maka momen yang masih membutuhkan tulangan tekan adalah =

$$M_n - M_{n1} = 606.343 - 340.9097 = 265.4339 \text{ kNm}$$

$$\epsilon'_s = 0.003 x \frac{(c-d')}{c} = 0.002107$$

$$\epsilon'_y = \frac{400}{2000000} = 0.0002 < \epsilon'_s$$

Maka tulangan tekan telah leleh

14. Tentukan kebutuhan tulangan tension

$$M_n = A_s' f_y (d - d')$$

$$A_s' = \frac{M_n}{f_y (d - d')} = \frac{265.4339 \times 1000000}{400 (324.5 - 50)} = 2417.431354 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_s' = 5691.631 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dicoba : Tulangan Tension : } \mathbf{6D25} = 2943.75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Compression: } \mathbf{6D25} = 2943.75 \text{ mm}^2$$

15. Dicek Kembali apakah tulangan tekan sudah leleh

$$\rho = A_s / b \cdot d = 0.060477658$$

$$\rho' = A_s' / b \cdot d = 0.030238829$$

$$\rho - \rho' = 0.030238829$$

$$\rho - \rho' \geq \frac{0.85 \beta_1 f_c' d'}{f_y d} \frac{600}{600 - f_y}$$

$$0.030238829 > 0.03003$$

Tulangan Tekan Sudah Leleh

16. Dicek Kembali apakah kapasitas momen terpenuhi

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{0.85 f_c' b} = 115.4411765$$

$$\begin{aligned}
 \Phi Mn &= \Phi (As - As') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' f_s (d - d') \\
 &= 0.9(2943.75) 400 \left(324.5 - \frac{128.4}{2} \right) + 2943.75 \cdot 400 \cdot (324.5 - 50) \\
 &= 599.076675 \text{ kNm} > 545.7093 \text{ kNm (ok)}
 \end{aligned}$$

Dengan cara yang tulangan daerah lapangan dengan $\mu = 445.4303 \text{ kNm}$ didapat **6D25** dan **6D25**.

4.5.2.2 Penulangan Geser

Perhitungan Tulangan Geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probable.

ACI 318-14M Pasal 18.8 : gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen stuktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri.

Besarnya momen probable dipengaruhi oleh disain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen probable dapat dicari dengan rumus berikut:

Perhitungan Momen probable dapat dilihat dalam tabel berikut

$$a = \frac{As \times (1,25 \times f_y)}{0,85 \times f_c' \times b} \qquad M_{pr} = As (1,25 \times f_y) \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Tabel 4.16 Perhitungan Momen Probable

L m	Posisi		Jumlah Tulangan	As Pakai	a	Mpr
				mm ²	mm	Knm
4.5	Gempa Kanan	+	6	2943.75	144.3015	371.426574
		-	6	2943.75	144.3015	371.426574
	Gempa Kiri	+	6	2943.75	144.3015	371.426574
		-	6	2943.75	144.3015	371.426574

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati : 3.8 kN/m²

Beban hidup : 2.5 kN/m²

Beban Balok : 24x0,3x0,4= 2.88 kN/m

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

= (1,2D + 1.6L) x lebar bentang

=(1,2x(3.8+2.88)+ 1.6x2.5) x (4.5)

= 60.08 kg/m

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja

Analisa terhadap Gempa :

$$\begin{aligned}
 V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2} \\
 &= \frac{371.426 + 371.426}{3.5} - \frac{60.08 \times 3.5}{2} \\
 &= 70.452 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2} \\
 &= \frac{371.426 + 371.426}{3.5} + \frac{60.08 \times 3.5}{2} \\
 &= 266.1325 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

a. Pemasangan Senggang Balok di daerah sendi Plastis (Tumpuan) :

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan mengangap $V_c = 0$, bila :

1. Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0,5 \times$ total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi

$$\begin{aligned}
 \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} &= \frac{371.426 + 371.426}{3.5} = \\
 212.243 \text{ kN} &> 0.5 \times 266.1325 = 133.066 \text{ kN} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

dengan demikian maka $V_c = 0$

$$V_s = V_{ekN} / \phi$$

$$V_s = 266.1325 / 0.75$$

$$= 354.843 \text{ KN}$$

Kontrol kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih besar dari $V_{s \max}$

$$\begin{aligned}
 V_{s \max} &= 0.66 \sqrt{f_c'} x b w x d = 406.359 \text{ kN} > V_s = 354.843 \text{ kN} \\
 &\text{(ok)}
 \end{aligned}$$

Direncanakan senggang 2 kaki D 13 mm

$$A_v = 2 \times 1/4 \times \pi \times D^2 = 265.33 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v x f_{yxd} / V_s = 97.31 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan pengaruh torsi balok ke tulangan geser yang akan dipakai sementara akan dipakai $S = 97.31 \text{ mm}$

Senggang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 400 = 800 \text{ mm}$ dari muka kolom dan senggang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok

b. Pemasangan senggang diluar daerah sendi plastis



Setelah mencari berapakah V pada posisi X dengan perbandingan segitiga maka disimpulkan untuk senggang diluar sendi plastis di gunakan $V_u = 231.345 \text{ KN}$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{231.345}{0.75} = 308.459 \text{ kN}$$

Digunakan senggang 2 D 13 mm, maka $A_v =$

$$A_v = 2x \frac{1}{4} \pi x D^2 = 265.33 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v x f_{yxd}}{V_s} = 117.64 \text{ mm}$$

Diambil jarak senggang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu $s = 117.64 \text{ mm}$

Untuk perhitungan pengaruh torsi balok ke tulangan geser yang akan dipakai sementara akan dipakai $S = 117.64 \text{ mm}$

4.5.2.3 Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari ACI318-14M Ps 22.7.4.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sebagai berikut:

$$T_u < 0,083\lambda \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton normal)

Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000, T_u dipilih dengan cara gabungan nilai torsi pada balok dengan panjang bentang yang sama (torsi envelope), dalam contoh perhitungan ini adalah bentang 4.5 meter. Didapat dari SAP

$$T_{\text{torsi}} = 36.9796 \text{ kNm}$$

Kontrol kebutuhan torsi:

$$A_{cp} = b \times h = 300 \times 400 = 120000 \text{ mm}^2$$

$$P_{cp} = 2(b+h) = 2(300 + 400) = 1400 \text{ mm}$$

$$T_u = 36.9796 \text{ kNm}$$

$$T_n = T_u / \Phi = 36.9796 \text{ kNm} / 0,75 = 49.9061 \text{ kNm}$$

Jika $T_u \geq 0,083 \times 1 \sqrt{f'c} \frac{(a_{cp})^2}{p_{cp}}$ maka balok membutuhkan tulangan torsi

$$49306133 \text{ Nmm} \geq 0,083 \times 1 \sqrt{40} \frac{(192500)^2}{1800} = 5399363 \text{ Nmm} \dots\dots(\text{OK})$$

Persyaratan diatas memenuhi, maka balok induk memerlukan tulangan torsi

a. Penulangan torsi sengkang

Aoh (luas batas daerah sengkang terluar)

$$= (300-2 \times 50) \times (400-2 \times 50) = 60000 \text{ mm}^2$$

Ph (keliling batas sengkang terluar)

$$= 2((300-2 \times 50) + (400-2 \times 50))$$

$$= 1000 \text{ mm}$$

$$A_o (0.85 \times Aoh) = 51000 \text{ mm}^2$$

$$S = 1000 \text{ mm}$$

Perhitungan Luas sengkang torsi per meter: (ACI 318-14M Pasal 22.7.6.1.)

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{T_n}{2 \times A_{oh} \times f_y \times \cot 45^\circ}$$

$$\frac{A_{vt}}{1000} = \frac{49306133}{2 \times 60000 \times 400 \times \cot 45^\circ}$$

$$A_{vt} = 1027.21 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan sengkang balok ekterior sebelum torsi = 97.31 mm (Tumpuan)

$$\text{Luas sengkang perimeter (A}_{vs}) = (n \times 0.25 \times \pi d^2 \times S)/s = (2 \times 0.25 \pi 13^2 \times 1000)/97.31 = 2733.769 \text{ mm}^2$$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi:

$$A_{vs} + A_{vt} = 2733.769 + 1027.21 = 3760.98 \text{ mm}^2$$

$$1. \quad A_{vs} + A_{vt} > 0.062 \sqrt{f'c} \times \frac{b \times S}{f_y}$$

$$3760.98 > 0.062 \sqrt{f'c} \times \frac{300 \times 1000}{400}$$

$$3760.98 > 296.43 \dots \dots OK$$

$$2. \quad A_{vs} + A_{vt} > 0.35 \frac{b \times S}{f_y}$$

$$3760.98 > 0.35 \frac{300 \times 1000}{400}$$

$$3760.98 > 250 \dots \dots \dots OK$$

Jarak sengkang total:

$$1. \quad s = \frac{n \times 0.25 \times \pi \times d^2 \times S}{A_{vs} + A_{vt}}$$

$$s = \frac{2 \times 0.25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{3942.5} = 70.54 \text{ mm}$$

$$2. \quad S = Ph/8 = 1000/8 = 125 \text{ mm}$$

$$3. \quad S \leq 300 \text{ mm}$$

$$4. \quad d/4 = 81 \text{ mm}$$

Diambil jarak terkecil = 70.54 mm \approx 70 mm

Sehingga: Tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D13-70

Jarak tulangan sengkang balok ekterior sebelum torsi = 117.64 mm (lapangan)

Digunakan cara yang sama sehingga didapat: Tulangan sengkang setelah ditambah torsi dipakai 2 D13-70

b. Penulangan Torsi Lentur

$$At = \frac{Avt}{s} \times Ph \times \left(\frac{fy geser}{fy lentur} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$At = \frac{1027.21}{1000} \times 1000 \times \left(\frac{400}{400} \right) \times \cot^2 45^\circ$$

$$At = 1027.21 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok eksterior sebelum torsi:

$$\text{Tarik } (6D25 = 2943.75 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tekan } (6D25 = 2943.75 \text{ mm}^2)$$

$$As \text{ total} = 5887.5 \text{ mm}^2$$

Kontrol luas penampang torsi

$$= (At + Ast)$$

$$= 1027.21 + 5887.5 = 6914.711 \text{ mm}^2$$

$$At + Ast > 0.42 \frac{\sqrt{f'cx} Acp}{fy lentur} - \left(\frac{Avt}{s} \right) \times Ph \times \frac{fy geser}{fy lentur}$$

$$At + Ast > 0.42 \frac{\sqrt{40} \times 120000}{400} - \left(\frac{1208.48}{80} \right) \times 1000 \times \frac{400}{400}$$

$$6914.711 > -23379.103 \dots \dots \dots OK$$

Maka untuk tulangan torsi yang dibutuhkan adalah

$At = 1027.21 \text{ mm}^2$ dan akan dibeban kan ke tulangan tension dan compression sebesar 0.5 At dan sisanya akan ditambahkan ke samping balok .

$$As - 0.25At = 2601.35 \text{ mm}^2$$

$$As' - 0.25At = 2601.35 \text{ mm}^2$$

$$\Phi Mn = \Phi (As - As') fy \left(d - \frac{a}{2} \right) + As' fs (d - d')$$

$$\begin{aligned}
&= 0.9(2601.35) 400 \left(324.5 - \frac{128.4}{2}\right) + 2601.35 \cdot 400 \cdot (324.5 - 50) \\
&= 529.394 \text{ kNm} < 545.7093 \text{ kNm (not ok)}
\end{aligned}$$

Dicoba menambahkan tulangan D13 diatas dan dibawah sehingga:

$$A_s = 2819.622 \text{ mm}^2$$

$$A_{s'} = 2819.622 \text{ mm}^2$$

$$\Phi M_n = \Phi (A_s - A_{s'}) f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_{s'} f_s (d - d')$$

$$\begin{aligned}
&= 0.9(2819.622) 400 \left(324.5 - \frac{128.4}{2}\right) + 2819.622 \cdot 400 \cdot (324.5 - 50) \\
&= 573.813 \text{ kNm} < 545.7093 \text{ kNm (ok)}
\end{aligned}$$

Dan sisa A_t diperkuat oleh tulangan yang akan dipasang disamping balok . A_t butuh = 513.605 mm^2

Dan dicoba memakai 2D19 ($a_s = 566.77 \text{ mm}^2$).

Resume perhitungan penulangan balok induk memanjang interior

Tulangan lentur tumpuan

$$\text{Compression} = 6 \text{ D25}$$

$$\text{Tension} = 6 \text{ D25}$$

Tulangan lentur lapangan

$$\text{Compression} = 6 \text{ D25}$$

$$\text{Tension} = 4 \text{ D25}$$

Tulangan geser

$$\text{Tumpuan} = 2 \text{ D } 13 - 70$$

$$\text{Lapangan} = 2 \text{ D } 13 - 70$$

Tulangan torsi

$$2\text{D13 dan } 2\text{D19}$$

4.5.3 PERENCANAAN KOLOM

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder, balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Dalam perhitungan perencanaan dimensi kolom, bagian kolom yang direncanakan ialah kolom interior dan juga kolom yang memikul balok pratekan.

4.5.3.1 Data umum perencanaan kolom

Data umum perencanaan adalah sebagai berikut :

Dimensi	: 100/100 cm	: 28 D 25
Tinggi kolom		: 500 cm
Tinggi bersih kolom		: 470 cm
Decking (d') kolom ekterior		: 50 cm
Diameter sengkang (D)		: 12 mm
Mutu tulangan (f_y)		: 400 MPa
Mutu sengkang (f_y)		: 400 MPa
Mutu beton (f_c')		: 40 MPa

4.5.3.2 Kontrol Dimensi Kolom

Sebelum diperiksa syarat dimensi kolom menurut harus dipenuhi bila:

- Kolom sebagai penahan gaya gempa dan yang menahan gaya tekan aksial

- Menerima beban aksial berfaktor lebih besar dari
 $A_g \cdot f_c' / 10 = 1000 \times 1000 \times 40 / 10 = 4000000 \text{ N}$

Karena 4000000N ini lebih kecil dari beban aksial berfaktor maximum dari SAP (9913000 N) maka pasal tersebut diatas berlaku :

- Ukuran penampang terpendek 1000 mm > 300 m (Ok)
- Ratio $b/h = 1000/1000 = 1 > 0,4$ (Ok)

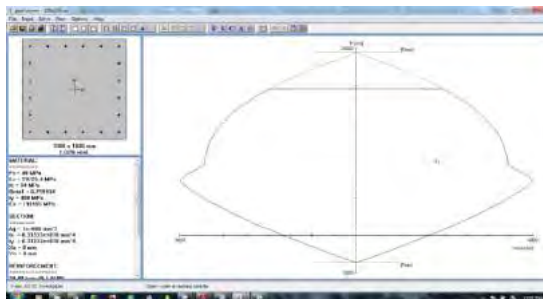
4.5.3.3 Perhitungan Penulangan Kolom

Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari SAP.

Tabel 4.17 Gaya Dalam Pada Kolom 100/100

Kolom	Axial (kn)	Momen + (Knm)	Momen - (knm)	M pakai (Knm)
100x100	9913.963	1801.6936	-1689.8346	1801.6936

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :



Gambar 4.21 Grafik Interaksi antara Aksial dan Momen pada Kolom dengan $F_s = F_y$

4.5.3.4 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut ACI 318-14M 10.6.6.1, Luas tulangan memanjang, A_{st} , tidak boleh kurang dari $0,01 A_g$ atau lebih dari $0,06 A_g$. Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCACOL diperoleh Tulangan longitudinal : 20 D25, dengan rasio tulangan = 1,02 % (Ok)

4.5.3.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi \cdot P_n(\max) = 0,8 \times \phi \times \left[0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \right]$$

$$P_u = 9913.963 \text{ N}$$

Diketahui bahwa :

$$A_g = 1000 \times 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 13737.5 \text{ mm}^2, \text{ maka :}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0,8 \times 0,65 [0,85 \times 40 \times (1000000 - 13737.5) \\ &\quad + 400 \times 13737.5] = 200294521 \text{ N} \\ 200294521 \text{ N} &> P_u \text{ (ok)} \end{aligned}$$

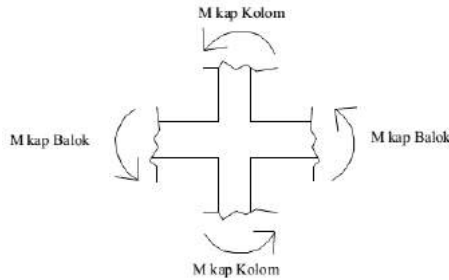
4.5.3.6 Persyaratan “Strong Column Weak Beams”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas , maka ACI 318-14M pasal 18.7.3.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb}$$

Dimana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau

yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.



Gambar 4.22 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK

M_{nc} didapat dari Gambar 4.22 :

$$\sum M_{nc} = 0.7 \times (3443.7 + 3443.7) = 4807.18 \text{ kNm}$$

Nilai M_g dicari dari jumlah M_{nb}^+ dan M_{nb}^- balok yang menyatu dengan kolom didapat dari M_n di tabel penulangan balok interior. Diperoleh bahwa :

$$M_{nb}^+ = 324.27 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}^- = 412.681 \text{ kNm}$$

Sehingga

$$\sum M_{nb} = 0.85 \times (371.427 + 371.427) = 631.425 \text{ kNm}$$

Persyaratan *Strong Column WeakBeam*

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Maka

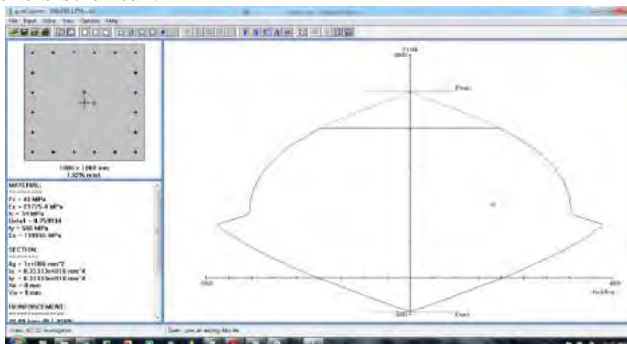
;

$$\begin{aligned}\sum M_{nc} &= 4807.18 \text{ kNm} > 1,2 \times 631.425 \\ &= 757.710 \text{ kNm (Ok)}\end{aligned}$$

Maka Memenuhi Persyaratan “*Strong Column Weak Beam*”

4.5.3.7 Kontrol Persyaratan Kolom Terhadap Gaya Geser Rencana Ve

Gaya geser rencana, V_e , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut ACI 318-14M pasal 18.8.2.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin, M_{pr} , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor, P_u , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada M_{pr} komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus V_e tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur.



Gambar 4.23 Grafik Interaksi antara Aksial dan Momen pada Kolom dengan $F_s = 1,25f_y$

Maka dari gambar 4.23 didapat $M_{pr} = M_b = 3523.6 \text{ kNm}$
 Bila dianggap M_{pr} yaitu momen balance kolom interior diatas dan dibawah lantai 1 sama besar maka :

$$\begin{aligned} V_e &= (2 \times M_{pr})/l_n \\ &= (2 \times 3844.1)/(5 - 0.40) = 1532 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan M_{pr} balok :

M_{pr} balok yang digunakan adalah M_{pr} yang saling berlawanan arah. Pada perhitungan ini digunakan M_{pr} dari balok di satu sisi HBK dan M_{pr}^+ dari sisi HBK lainnya dengan menganggap momen lentur diatas dan bawah kolom yang mendukung lantai 1 berbanding kebalikan dengan tinggi masing-masing (l_1 dan l_2) kolom, maka akan diperoleh gaya geser rencana berdasarkan M_{pr}

balok sebagai berikut :

Perhitungan M_{pr}^+

$$M_{nb}^+ = 371.427 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}^- = 371.427 \text{ kNm}$$

$$V_u = 2 \times \frac{M_{pr} + M_{pr}(-)}{l_1} \times \frac{l_2}{l_1 + l_2}$$

Disini l_1 dan l_2 adalah tinggi kolom tingkat 1 dan 2 = 5 m). Maka diperoleh :

$$V_u = 2 \times \frac{371.427 + 371.427}{5} \times \frac{5}{5 + 5} = 148.57 \text{ kN}$$

4.5.3.8 Pengekang kolom

Menurut ACI 318-14M pasal 25.7.2, ujung-ujung kolom interior sepanjang l_o

$$l_o \geq h = 400 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 4400 = 766.66$$

$$\geq 500 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 1000 = 250 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 28 = 168 \text{ mm}$$

$$- S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5x(400 - 2x(50 + 12/2)))}{3} \right) \\ = 168 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 150 mm.

Maka dipakai jarak sengkang (s) = 150 mm

$A_{sh_{min}}$ sesuai ACI 318-14M tabel 18.7.5.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (a)$$

$$0.09 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (b)$$

Keterangan :

- S = jarak spasi tulangan transversal (mm)
 b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)
 A_g = luasan penampang kolom (mm)
 A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)
 F_{yh} = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

Dengan asumsi bahwa $s = 150 \text{ mm}$, $F_{yh} = 400 \text{ MPa}$, selimut beton = 50 mm dan $D_s = 10 \text{ mm}$. sehingga diperoleh :

$$b_c = b - 2xd' - ds = 300 - 2x10 - 50 = 230 \text{ mm}$$

$$A_g = 1000 \times 1000 = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (1000 - 50)^2 = 902500 \text{ mm}^2$$

Maka :

$$\begin{aligned} A_{sh/SBC} &= 0,3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \\ &= 0,3 \times \frac{100 \times 226 \times 40}{400} \left(\frac{1000000}{902500} - 1 \right) \\ &= 111.814 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sh/SBC} = 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} = 0,09 \times \frac{100 \times 226 \times 40}{400} = 310.5 \text{ mm}^2$$

Sehingga di pakai 4D10-150 ($A_{sh} = 314 \text{ mm}^2 > 305.1 \text{ mm}^2$), mengingat bahwa beban aksial terfaktor kolom lebih besar dari > dari beban aksial berfaktor kolom Berdasarkan A_v 4D10 = 339.12 mm^2 dan s terpasang = 150 mm.

Sehingga :

$$V_s = \frac{A_s x f_y x d}{s} = \frac{314 \times 400 \times \left(1000 - 50 - \frac{10}{2}\right)}{150}$$

$$V_s = 853.67 \text{ kN} > V_u \text{ (Ok)}$$

Sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai s = 150 mm.

4.5.3.9 Panjang Lewatan Pada Sambungan Tulangan

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan sesuai ACI 318-14M 25.3.1.2 yaitu:

$$ld = 0.17d_b f_y / (\gamma \sqrt{f'c})$$

Maka dipakai sambungan lewatan sepanjang = 268.794 mm

4.5.3.10 Kontrol Kebutuhan Penulangan Torsi

Menurut SNI ACI 318-14M Pasal 22.5.5.1, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$Nu = 311.411 \text{ n}$$

$$Tu = 208.94 \text{ nmm}$$

$$Tu < T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{Nu}{0.33 \sqrt{f'c}}}$$

$$208940000 \text{ Nmm}$$

$$< 0.75 \times 0.33 \sqrt{40} \left(\frac{1000000^2}{2(1000 + 1000)} \right) \sqrt{1 + \frac{311411}{0.33 \times \sqrt{40}}} =$$

$$2,42 \times 10^{12} \text{ Nmm}$$

$$208940000 \text{ Nmm} < 2,42 \times 10^{12} \text{ Nmm}$$

Maka tulangan torsi diabaikan.

4.5.4 PERENCANAAN SHEAR WALL

4.5.4.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut :

Tebal dinding	: 400 mm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
d'	: 360 mm
Mutu tulangan (f_y)	: 400 MPa
Mutu Beton (f'_c)	: 40 MPa
Tinggi lantai	: 5000 mm
Lebar dinding	: 5000 mm

Berdasarkan hasil perhitungan SAP didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada shear wall 5 m,yaitu :

Aksial	:	28475.379 kN
Momen	:	43570.3517 kNm
Geser	:	2998.71 kN

4.5.4.2 Kontrol Ketebalan Minimum Shear Wall

Menurut ACI 318-14M Tabel 11.3.1.1 , ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

1. $100 \text{ mm} < 400 \text{ mm}$ (ok)
2. $\frac{1}{25} \lambda_c = \frac{1}{25} 5000 = 200 \text{ mm} < 400 \text{ mm}$ (ok)

Maka ketebalan shear wall sudah memenuhi syarat ACI 318-14M Tabel 11.3.1.1

4.5.4.3 Penulangan Geser Shear wall

Menurut ACI 318-14M Ps 11.7.2.3 jika tebal dinding (h) melebihi **250 mm** kecuali dinding basement dan retaining wall kantilever, maka Shear Wall harus dipasang tulangan 2 lapis.

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_v f_y]$$

ACI 318-14M Ps 12.5.3.3

$H_w/l_w = 50/4 = 12.5 > 2$; maka digunakan $\alpha_c = 0.17$

Shear wall direncanakan menggunakan 2D16-200 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) pada arah vertikal dan horizontal.

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{402.12}{360 \times 200} = 0.005582$$

$$V_n = 400 \times 5000 (0.17\sqrt{40} + 0.005582 \times 400) = 6616126.587 \text{ N}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$2998.71 \text{ kN} < 0.75 \times 6616.126587 = 4962.09494 \text{ kN (ok)}$$

Menurut ACI 318-14M Ps 11.7.3.2, dinding yang dirancang untuk menahan geser, jarak perkuatan vertikal dan horizontal tidak boleh melebihi :

- $3h = 1200 \text{ mm} > 200 \text{ mm (ok)}$
- $450 \text{ mm} > 200 \text{ mm (ok)}$
- $\frac{l_w}{5} = 1000 \text{ mm} > 200 \text{ mm (ok)}$

Maka dari ketentuan-ketentuan diatas jarak penulangan 200 mm sudah memenuhi syarat.

4.5.4.4 Kontrol Kemampuan Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi antara momen dan aksial yang bekerja pada shear wall lebih dibandingkan $0.2 f' c$

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} \geq 0.2 f' c$$

$$\frac{43570.3517 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 400 \times 5000^2} + \frac{28475.37 \times 10^3}{400 \times 5000} \geq 0.2 f' c$$

40.379 MPa > 8 MPa (butuh komponen batas)

As total = 9887.232 mm²

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f' c \times b} = \frac{9887.232 \times 400}{0.85 \times 40 \times 400} = 290.9009 \text{ mm}^2$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{290.9009}{0.76} = 379.2112 \text{ mm}$$

Maka jarak komponen batas bisa ditentukan dari rumus berikut (c-0.1Lw) dan c/2

$$C-0.1 (lw) = 379.2112 - 0.1 (5000) = 189.6056 \text{ mm}$$

dipasang 200 mm untuk memudahkan pengerjaan.

4.5.4.5 Penulangan Pada Komponen Batas

Digunakan tulangan transversal D16 untuk penulangan batas dengan jarak yang diatur dalam ketentuan-ketentuan sebagai berikut:

- $\frac{1}{4} h = 100 \text{ mm}$

- $6x_{db} = 96 \text{ mm}$
- $S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5x(400 - 2x(40 + 16/2)))}{3} \right) = 166 \text{ mm}$$

Dan S_o tidak perlu lebih kecil dari 100mm dan 150 mm

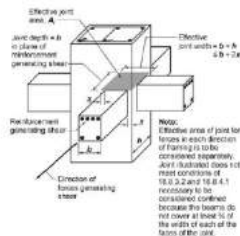
Maka, untuk penulangan komponen batas dipakai 2D16-100

4.5.5 HUBUNGAN BALOK KOLOM

ACI 318-14M Ps 18.8 mengatur bahwa komponen struktur merangka kedalam semua empat sisi joint bilamana setiap lebar komponen adalah paling sedikit $\frac{3}{4}$ lebar kolom harus dipasang tulangan transversal setidaknya setengah dari yang disyaratkan pada ACI 318-14M Ps 18.7.5.3 dan s lebih kecil dari 150 mm

V_n diambil tidak lebih besar dari yang telah diatur pada ACI 318-14M Tabel 18.8.4.1 yaitu :

- Joint yang terkekang semua empat muka diambil $V_n = 1.7 \times \sqrt{f'}c A_j$
- Joint yang terkekang tiga muka atau dua yang berhadapan diambil $V_n = 1.2 \times \sqrt{f'}c A_j$
- Untuk lainnya diambil $V_n = 1.0 \times \sqrt{f'}c A_j$



Gambar 4.24 Area Joint Efektif

Pada perencanaan hubungan balok kolom terdapat beberapa jenis hubungan balok kolom, berikut dapat dilihat tabel 4.19

Tabel 4.18 Jenis Hubungan Balok Kolom

Tipe	Terkekang	Pengekang
1	4	BI
2	3	BI
3	2	BI
4	2	BI

4.5.5.1 Tulangan Transversal Pada Kolom

Untuk perhitungan, diambil salah 1 jenis kolom yaitu diambil kolom 1000x1000. Dan dikekang oleh Balok induk 30/40. Dan dikarenakan $\frac{3}{4} h = 300 < h$ Kolom = 1000 maka balok dikategorikan tidak mengekang . sehingga diberikan sengkang tertutup praktis atau yang sama dengan tulangan pengekang balok pada daerah plastis yaitu 2D13-70. Dan dikarenakan 3 tipe kolom (85/85 dan 70/70) juga tidak terkekang oleh balok maka diberikan tulangan transversal yang sama yaitu 2D13-70.

4.5.5.2 Cek Kekuatan Geser Pada HBK

HBK Tipe 1 memiliki dimensi sebagai berikut :

$b = b$ balok = 300 mm
 $h = h$ kolom = 1000 mm
 sehingga :

$$\begin{aligned}
 A_j &= b \times h = 300 \times 1000 = 300000 \text{ mm}^2 \\
 f_c &= 40 \text{ MPa} \\
 V_n &= 1.7 \times \sqrt{f_c} A_j = 3225523.213 \text{ N} \\
 V_u (\text{sap}) &= 253667 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$253667 \text{ N} < 0.75 \times 3225523.213 = 2419142.41 \text{ N (ok)}$$

Maka HBK tipe A untuk Kolom 1000/1000 dinyatakan memenuhi persyaratan. Berikut untuk 2 tipe kolom lainnya dapat dilihat pada tabel 4.5.3 dan 4.5.4

Tabel 4.19 Perhitungan Kemampuan HBK di kolom 85/85

Label	b	h	3/4 h	Status
K80/80	850	850		Tidak Mengekang
BI	300	400	300	
$V_n (n)$	$1.7 \times \sqrt{f'_c} A_j$		2741695	
$V_u (n)$	253667			
$V_u (n)$	<	$\phi V_n (n)$		ok

Tabel 4.20 Perhitungan Kemampuan HBK di kolom 70/70

Label	b	h	3/4 h	Status
K70/70	700	700		Tidak Mengekang
BI	300	400	300	
$V_n (n)$	$1.7 \times \sqrt{f'_c} A_j$		2257866	
$V_u (n)$	253667			
$V_u (n)$	<	$\phi V_n (n)$		ok

4.6 PERENCANAAN PONDASI

4.6.1 UMUM

Elemen terakhir yang menerima beban yang tersalurkan adalah pondasi, oleh karena itu perencanaan pondasi harus direncanakan dengan efisien namun dengan SF tertentu

mengingat peran pondasi adalah sebagai struktur terbawah dan menahan beban struktur diatasnya.

Gedung apartemen aspen residences dirancang menggunakan tiang pancang dari Pc Spun Pile Concrete dari PT Waskita Karya dengan spesifikasi sebagai berikut:

- Diameter : 800 mm
- Tebal : 120 mm
- Type : A
- Allowable axial : 415 ton
- Bending Momen crack : 40.7 ton m
- Bending Momen ultimate : 60.3 ton m

Untuk itu diperlukan reaksi perletakkan yang didapat dari analisa struktur menggunakan SAP2000, namun kombinasi yang dipakai adalah beban yang terjadi sebelum difaktorkan yaitu dengan menggunakan kombinasi 1d+1l+lex dan 1d+1l+ley dan diambil yang maximum diantara kedua kombinasi tersebut, sehingga didapat tabel sebagai berikut

Tabel 4.21 Gaya dalam Kolom dan SW

No	Label	Pu (ton)	Hx (ton)	Hy (ton)	Mux(Tm)
1	89	748.0508	13.7027	4.5389	113.99307
2	91	676.8063	11.7562	4.7557	116.90231
3	92	705.1621	15.3748	1.5566	108.3873
4	93	577.3841	15.8741	1.8424	113.03755
5	94	675.0227	18.328	1.9636	111.3492
6	95	695.4427	17.3171	1.8681	110.47766

7	97	622.3232	14.5515	2.0979
8	98	505.0717	11.6203	1.9855
9	99	537.1528	10.6153	1.8343
10	115	705.0812	18.546	1.056
11	116	569.2169	16.0959	1.9301
12	117	707.391	17.0256	1.6583
13	118	774.2064	16.0198	1.7082
14	120	654.8261	13.6966	1.7674
15	121	500.3079	11.9395	1.8549
16	122	529.4043	12.3982	1.333
17	123	734.2812	12.7823	4.0008
18	125	685.9516	10.9654	4.5016
19	289	777.6521	14.3971	5.096
20	338	815.28	15.0757	5.8269
21	364	551.6231	17.7733	2.2442
22	411	721.9018	15.6574	1.4671
23	433	486.2242	17.5036	2.8452
24	480	595.3891	16.6196	2.9619
25	505	589.9487	15.632	2.8755
26	527	583.2781	14.5	2.9057
27	576	550.6731	13.4671	2.9712
28	599	492.3428	13.0198	3.0225
29	894	500.2419	16.9569	2.6376
30	925	518.3569	17.2931	3.209
31	967	619.3678	16.7064	2.9775
32	989	550.2917	15.6443	3.1581
33	1039	539.0802	14.5162	3.1477
34	1068	545.4094	13.3907	3.1366
35	1094	477.0146	12.7997	3.3422
36	1141	746.2374	14.0748	1.8338

37	1509	560.6187	17.3574	0.6775	109.51622
38	1510	517.0831	16.716	1.1185	109.50428
39	1511	522.734	13.8106	1.5381	105.03949
40	1597	507.3669	15.4662	1.1463	109.10139
41	1851	751.2119	14.8749	1.6348	111.28323
42	1897	723.4843	11.8243	4.0666	116.67231
43	1945	718.5482	12.7143	4.3482	113.08181
44	1970	672.3233	15.9924	1.8758	110.0766
45	20668	269.7166	14.2453	0.2345	98.72258
46	20673	254.91	10.1964	0.154	94.46911
47	22625	433.3691	17.4752	-0.4281	110.25922
48	22626	421.8696	16.821	0.165	109.67424
49	22627	434.7725	13.9223	0.7918	104.65581
50	22679	421.7451	15.5927	0.1712	109.1813
51	22788	556.4427	18.2221	0.3631	110.3868
52	22789	548.6214	17.5646	0.9248	110.20154
53	22790	518.9434	14.5217	1.3033	105.7123
54	22842	538.5429	16.2889	0.9092	109.94046

Sehingga didapat kesimpulan sebagai berikut:

P_u : 49484.3782 Ton

M_x : 6119.2136 Ton-m

M_y : 19618.911 Ton-m

H_x : 2096.3157 Ton

H_y : 848.5743 Ton

4.6.2 DAYA DUKUNG TIANG PANCANG

Data Standard Penetration Test (SPT) tanah dipakai untuk merencanakan pondasi yang diperoleh dan yang digunakan dalam merencanakan pondasi. Daya dukung SPT dari lapangan tidak dapat langsung digunakan untuk perencanaan tiang pancang. Harus dilakukan koreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari Terzaghi Bazaraa 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah

Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:

$$\text{a.} \quad N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$$

$$\text{b.} \quad N_1 = 0.6 N$$

Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil

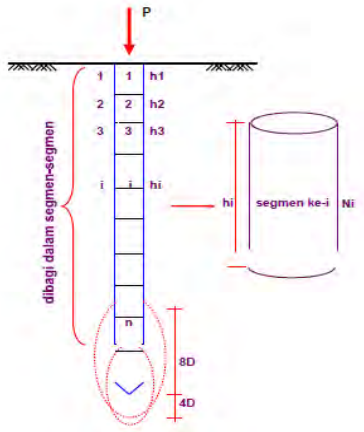
2. Koreksi terhadap Overburden

Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal

$$N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o) \text{ untuk } P_o < 7.5 \text{ ton}$$

$$N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o) \text{ untuk } P_o > 7.5 \text{ ton}$$

Tiang pancang dibagi menjadi n segmen, seperti gambar berikut



Gambar 4.25 Pembagian segmen tiang pancang
 $P_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$

Dimana:

C_{li} = hambata geser tiang pada segmen i

$C_{li} = f_{si}$

A_{si} = Luas selimut tiang

O_i = keliling tiang

$C_n = 40 \text{ N}$

$C_{li} = f_{si} = \frac{1}{2}$

Sehingga:

$P_{ult \text{ tiang}} = 40 \text{ N} \cdot A_{ujung} + \sum (N_i / 2) \cdot A_{si}$

Pijin tiang= P_{ult}/SF , dengan $SF = 2$

Daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s) sangat menentukan dalam perhitungan pondasi tiang pancang (Decourt, 1982) :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

Dimana :

Q_L = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = resistance ultimate di dasar tiang

Q_s = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$$

$$Q_s = q_s \cdot A_s = (N_s/3 + 1) \cdot A_s$$

N_p = harga rata-rata SPT pada 4D pondasi di bawah dan di atasnya.

K = koefisien karakteristik tanah

A_p = luas penampang dasar tiang

N_s = rata-rata SPT sepanjang tiang tertanam, dengan batasan

$$3 \leq N \leq 50$$

A_s = luas selimut tiang

Tabel Perhitungan daya dukung tanah dapat dilihat pada tabel berikut ini

Tabel 4.22

Daya Dukung Tanah

Depth (m)	N (blow/ft)	L/P	N > 15sand 15+	N > 15sand 0,6 N	N > 15sand	γ_{sat} (t/m3)	γ' (t/m3)	po (ton/m2)	N Corr	2N	N Corr	N rata2 ujun	Qujung (ton)	f _{si} (ton/m2)	R _{si} (ton)	Σ R _{si} (ton)	Qult	Qult/SF SF=3 ; (ton)
0	0	L	0	0	0	1.732	0.732	1.098	0.00	0	0.00	6.12	123.02	0.00	0.00	0.00	123.02	
2	4	L	4	4	4	1.732	0.732	2.196	8.52	8	8.00	7.85	157.90	4.00	15.08	15.08	172.98	
4	6	L	6	6	6	1.732	0.732	3.294	10.36	12	10.36	8.29	166.59	5.18	19.52	34.60	201.19	67.06
6	9	L	9	9	9	1.732	0.732	4.392	13.06	18	13.06	8.74	175.70	6.53	24.61	59.21	234.91	78.30
8	8	L	8	8	8	1.732	0.732	5.49	10.01	16	10.01	9.34	187.76	5.01	18.87	78.09	265.85	88.62
10	10	L	10	10	10	1.732	0.732	6.588	11.00	20	11.00	11.14	223.94	5.50	20.74	98.83	322.77	107.59
12	13	L	13	13	13	1.732	0.732	7.686	12.94	26	12.94	11.88	238.92	6.47	24.39	123.22	362.14	120.71
14	13	L	13	13	13	1.732	0.732	8.784	12.60	26	12.60	12.51	251.45	6.30	23.74	146.96	398.41	132.80
16	14	L	14	14	14	1.732	0.732	9.882	13.21	28	13.21	13.20	265.49	6.61	24.91	171.87	437.36	145.79
18	16	L	16	16	16	1.732	0.732	10.98	14.72	32	14.72	14.40	289.55	7.36	27.75	199.61	489.17	163.06
20	20	L	20	20	20	1.732	0.732	12.078	17.95	40	17.95	15.76	316.90	8.97	33.83	233.44	550.34	183.45
22	21	L	21	21	21	1.732	0.732	13.176	18.39	42	18.39	17.14	344.53	9.20	34.67	268.11	612.64	204.21
24	24	L	24	24	24	1.732	0.732	14.274	20.52	48	20.52	18.37	369.35	10.26	38.69	306.79	676.15	225.38
26	27	L	27	27	27	1.732	0.732	15.372	22.56	54	22.56	19.68	395.65	11.28	42.52	349.32	744.97	248.32
28	26	L	26	26	26	1.732	0.732	16.47	21.24	52	21.24	20.26	407.27	10.62	40.03	389.35	796.62	265.54
30	28	L	28	28	28	1.732	0.732	17.568	22.37	56	22.37	20.86	419.47	11.18	42.17	431.52	850.99	283.66
32	24	L	24	24	24	1.732	0.732	18.666	18.76	48	18.76	21.13	424.78	9.38	35.37	466.88	891.66	297.22
34	29	L	29	29	29	1.732	0.732	19.764	22.20	58	22.20	21.03	422.79	11.10	41.84	508.72	931.51	310.50
36	27	L	27	27	27	1.732	0.732	20.862	20.24	54	20.24	20.68	415.89	10.12	38.15	546.87	962.76	320.92
38	27	L	27	27	27	1.732	0.732	21.96	19.83	54	19.83	20.17	405.59	9.92	37.38	584.25	989.84	329.95

40	28	L	28	28	28	1.732	0.732	23.058	20.16	56	20.16	19.65	395.05	10.08	38.00	622.25	1017.30	339.10
42	25	L	25	25	25	1.732	0.732	24.156	17.65	50	17.65	19.49	391.92	8.83	33.27	655.52	1047.43	349.14
44	27	L	27	27	27	1.732	0.732	25.254	18.70	54	18.70	19.09	383.74	9.35	35.25	690.77	1074.51	358.17
46	26	L	26	26	26	1.732	0.732	26.352	17.67	52	17.67	18.82	378.31	8.84	33.31	724.08	1102.38	367.46
48	29	L	29	29	29	1.732	0.732	27.45	19.35	58	19.35	19.20	386.05	9.67	36.47	760.55	1146.60	382.20
50	28	L	28	28	28	1.732	0.732	28.548	18.35	56	18.35	18.94	380.83	9.17	34.58	795.13	1175.96	391.99
52	35	L	35	35	35	1.732	0.732	29.646	22.53	70	22.53	19.16	385.16	11.26	42.46	837.60	1222.75	407.58
54	29	L	29	29	29	1.732	0.732	30.744	18.34	58	18.34	19.25	386.99	9.17	34.57	872.17	1259.16	419.72

Keterangan :

*) $P_{ijin} = P_{ujung}/3 + \Sigma R_{si}/3$

N	=	Harga SPT lapangan
L/P	=	Lempung / Pasir
N > 15 sand	=	Koreksi N > 15 untuk lapisan pasir
γ_{sat}	=	Berat volume tanah jenuh
γ'	=	Berat volume tanah efektif
p_o	=	Overburden pressure
N Corr	=	N terkoreksi

N rata2 ujung	=	N corr rata-rata ujung tiang
P ujung	=	Daya dukung tiang
f_{si}	=	Daya lekatan per-satuan luas
R _{si}	=	Daya lekatan per-meter panjang selimut
ΣR_{si}	=	Kumulatif R _{si}
P _{ult}	=	P ujung + ΣR_{si}
P_{ijin}	=	Daya dukung ijin

Sehingga diambil kedalaman tiang pancang sebagai berikut:

Beban ijin aksial 1 tiang = 415 ton

Beban ijin aksial 1 tiang dibagi SF (SF=2) = 207.5 ton

Pada kedalaman 22 m daya dukung tanah = 204.21 ton

Sehingga kedalaman tiang pancang sebesar 22 m

$$N_p = \frac{21+24+27}{3} = 24$$

$$A_p = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi 0,7^2 = 0,362 \text{ m}^2$$

$K = 25 \text{ t/m}^2$ (untuk tanah dominan lanau-lempung)

$$Q_p = N_p \times K \times A_p = 24 \times 25 \times 0,384 = 217.7904 \text{ ton}$$

$$N_s = 20.46$$

$$A_s = H \times \pi \times D^2 = 22 \times \pi \times 0,8^2 = 48.2304 \text{ m}^2$$

$$Q_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \times A_s = \left(\frac{20.46}{3} + 1 \right) \times 48.23 = 377.23 \text{ ton}$$

$$Q_L = Q_p + Q_s = 217.7904 + 377.23 = 595.021 \text{ ton}$$

$$Q_U = \frac{Q_L}{SF} = \frac{595.021}{3} = 198.34 \text{ ton}$$

Rencana jumlah tiang pancang untuk gedung ini

$$n = \frac{P_n}{P_u} = \frac{49484.3782}{198.34} = 249.4924 \text{ buah.}$$

Dipakai konfigurasi tiang pancang $18 \times 14 = 252$ buah

4.6.3 DAYA DUKUNG TIANG PANCANG KELOMPOK

Pondasi tiang pancang direncanakan dengan diameter 80 cm. Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti padaperhitungan di bawah ini :

Untuk jarak antar tiang pancang :

$$S > 3 D$$

$$S > 3 \times 80$$

$$S > 240$$

Untuk jarak tepi tiang pancang :

$$S_1 > 2 D$$

$$S_1 > 2 \times 80$$

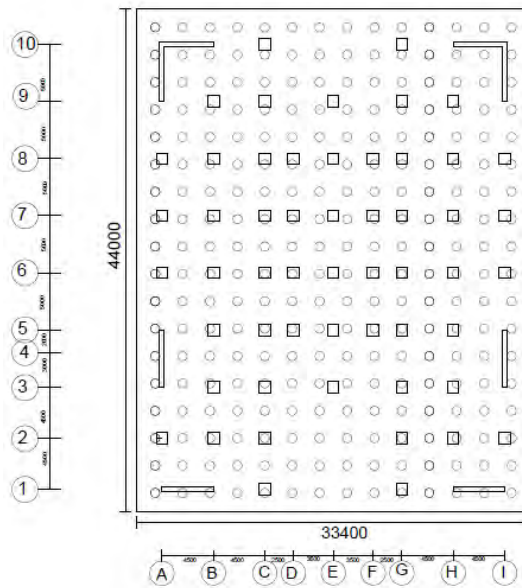
$$S_1 > 160$$

dimana : S = jarak antar tiang pancang

S_1 = jarak tiang pancang ke tepi

Dipakai : jarak antar tiang pancang (S) = 240 cm

jarak tepi tiang pancang (S_1) = 160 cm



Gambar 4.26 Konfigurasi Rencana Tiang Pancang

$$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$$

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{d}{s}\right)}{90} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana :

m = Jumlah baris tiang dalam grup

n = Jumlah kolom tiang dalam grup

d = Diameter sebuah tiang pondasi

s = Jarak as ke as tiang dalam grup

Efisiensi :

$$\eta = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{800}{2400}\right)}{90} \cdot \left(2 - \frac{1}{18} - \frac{1}{14}\right) = 0,616$$

$$Q_L (\text{group}) = 595.021 \times 252 \times 0,616 = 92433.48 \text{ ton}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok

$$\text{a. Reaksi kolom} = 49484.3782 \text{ Ton}$$

$$\text{b. Berat Pile Cap} = 2 \times 44 \times 34.4 \times 2400 = 7265.28 \text{ Ton}$$

$$\text{Berat total} = 56749.6582 \text{ ton}$$

$$Q_L (\text{group}) = 92433.48 \text{ ton} > P = 56749.6582 \text{ ton} \dots \dots \text{OK}$$

4.6.4 KONTROL BEBAN MAKSIMUM BEBAN 1 TIANG (P_{MAX})

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkannya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)}$$

$$\begin{aligned} \Sigma X^2 &= (2 \times 18 \times 20.4^2) + (2 \times 18 \times 18^2) + (2 \times 18 \times 15.6^2) \\ &\quad + (2 \times 18 \times 13.2^2) + (2 \times 18 \times 10.8^2) \\ &\quad + (2 \times 18 \times 8.4^2) + (2 \times 18 \times 6^2) \\ &\quad + (2 \times 18 \times 3.6^2) + (2 \times 18 \times 1.2^2) = 39070.8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Y^2 &= (2 \times 18 \times 15.6^2) + (2 \times 18 \times 13.2^2) + (2 \times 18 \times 10.8^2) \\ &\quad + (2 \times 18 \times 8.4^2) + (2 \times 18 \times 6^2) \\ &\quad + (2 \times 18 \times 3.6^2) + (2 \times 18 \times 1.2^2) = 23587.5 \end{aligned}$$

$$P_{max} = \frac{56749.6582}{252} + \frac{19618.911 \times 15.6}{23587.2} + \frac{6119.2136 \times 20.5}{39070.8}$$

$$238.322 \text{ ton} \leq 415 \text{ ton} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

4.6.5 KONTROL KEKUATAN TIANG

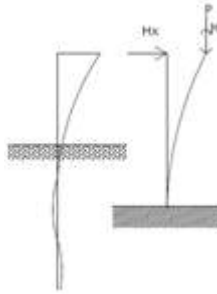
Dari Spek PC spun Pile PT Waskita Karya direncanakan tiang pancang beton dengan :

- Diameter : 800 mm
- Tebal : 120 mm
- Type : A1
- Allowable axial : 412 ton
- Bending Momen crack : 40 ton m
- Bending Momen ultimate : 60ton m
- **Kontrol terhadap Gaya Aksial**

Untuk tiang pancang diameter 80 cm kelas A1 pada PC spun Pile PT Waskita Karya, gaya aksial tidak diperkenankan melebihi 242 ton.

$$P_{max} = 238.322 \text{ ton} \leq 412 \text{ ton} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

- **Kontrol terhadap Gaya Lateral**



Gambar 4.27 Diagram Gaya Lateral Tiang Pancang

Gaya Lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang:

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

- = defleksi yang terjadi
- Fd = koefisien defleksi
- P = Gaya Lateral 1 Tiang
- T = *Relative Stiffness Factor*

Dikarenakan raft foundation maka :

$$\text{Jumlah Tiang} = 252$$

$$H_{\max} = 2096.3157 \text{ T}$$

$$H_{\max} \text{ 1 Tiang} = 8.31 \text{ T}$$

$$f(\text{soil modulus of elasticity coefficient}) = 0.736 \text{ kg/cm}^3$$

$$E = 4700 \sqrt{f'cp} = 364060.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (800 - 120)^4 = 1049023.76 \text{ mm}^4$$

$$Fd = 0.9 \text{ (deflection coefficient)}$$

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{364060.43 \times 1049023.76}{0.736} \right)^{\frac{1}{5}} = 139.0004476 \text{ cm}$$

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.9 \left(\frac{8310 \times 139.0004476^3}{364060.43 \times 1049023.76} \right) = 0.526 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm (ok)}$$

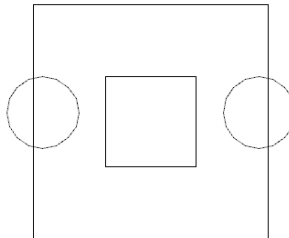
Kontrol Momen :

$$M = Fm (PT) \leq M_{Ultimate}$$

$$M = 0.9 (8.31 \times 1.39) = 10.40 \text{ Tm} \leq 60 \text{ Tm (ok)}$$

4.6.6 KONTROL PUNCHING SHEAR

Punching shear butuh dikontrol untuk mendapatkan berapakah tinggi pilecap yang dapat dipilih. Kolom yang dikontrol adalah kolom dengan P_u yang cukup besar dan berjarak jauh dari tiang pancang. Untuk kontrol punching shear dipilih kolom E5 .



Gambar 4.28 Area Punching Shear kolom E5

$$P_u \text{ Kolom} = 433.3691 \text{ T}$$

$$a_1 = b + 2d = 2600 \text{ mm}$$

$$b_1 = b + 2d = 2600 \text{ mm}$$

$$a \text{ kritis} = 6760000 \text{ mm}^4$$

$$kl \text{ kritis} = 10400 \text{ mm}$$

$$\text{area tiang kritis} = 0.661 \text{ m}^2$$

$$\text{area tiang total} = 1.0048 \text{ m}^2$$

$$\text{faktor pengali} = 0.657$$

$$P_u \text{ Punch} = P_u + W_u - P_{pile}$$

Pilecap direncanakan setinggi 2 m

Maka :

$$W \text{ akibat pilecap} = 2.6 \times 2.6 \times 2 \times 2.4 = 32.448 \text{ T}$$

$$\begin{aligned} P_u \text{ Punch} &= 433.3691 + 32.448 - (0.657 \times 238.322 \times 2) \\ &= 152.2593 \text{ t} \end{aligned}$$

Pile Cap dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Oleh karena itu pile cap harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data perancangan pile cap :

$$\text{Dimensi kolom} = 1000 \times 1000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dimensi pile cap} = 44 \times 34.4 \times 2 \text{ m}^3$$

$$\text{Mutu beton (f'_c)} = 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (f_y)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Diameter tulangan (D)} = 32 \text{ mm}$$

Selimut beton = 100 mm

Tinggi efektif (d) :

$$d_x = 2000 - 100 - \frac{1}{2} \times 32 = 1884 \text{ mm}$$

$$d_y = 2000 - 100 - 32 - \frac{1}{2} \times 32 = 1852 \text{ mm}$$

Dalam merencanakan tebal pile cap, harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari P_u Punch yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada *ACI 318-14M ps 22.6.5.2*. Kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan perumusan sebagai berikut :

Batas geser pons adalah yang terkecil dari

$$\phi V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi = 1

b_o = keliling dari penampang kritis pada pile cap

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif pile cap

Kontrol geser pons pada tiang pancang tengah (akibat Kolom)

$$b_o = 2 (1000 + 1884) + 2 (1000 + 1884)$$

$$= 11408 \text{ mm}$$

$$P_u \text{ Punch} < \phi V_c$$

$$\phi V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \times b_o \times d = 1135.794 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 2380.182 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 3307.164 \text{ ton}$$

$$P_u \text{ Punch} = 152.2593 \text{ t ton}$$

$$P_u \text{ Punch} = 152.2593 \text{ t ton} < \phi V_c = 1135.794 \text{ ton (ok)}$$

Sehingga ketebalan pilecap sudah mencukupi namun masih ada beberapa kontrol terkait tiang secara individual yaitu :

- Kontrol concrete shear capacity

$$T_u < T_c$$

$$T_c = \frac{\phi V_c}{b_o \times d} = 0.537 \text{ mpa}$$

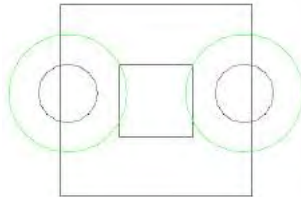
$$T_u = P_u \text{ punch} / K_{ll} \text{ kritis} \times D$$

$$= 1522593 / 10400 \times 1852$$

$$= 0.079051 \text{ mpa}$$

$$0.079051 \text{ mpa} < 0.537 \text{ mpa (ok)}$$

- Punching shear untuk 1 tiang



$$P_{\max} \text{ 1 tiang} = 238.3229 \text{ T}$$

$$K_{ll} \text{ area 2x pile} = 4.3012 \text{ m}$$

$$T_u = P_{\max} / K_{ll} \text{ kritis} \times D$$

$$= 2383229 / 4301.2 \times 1852$$

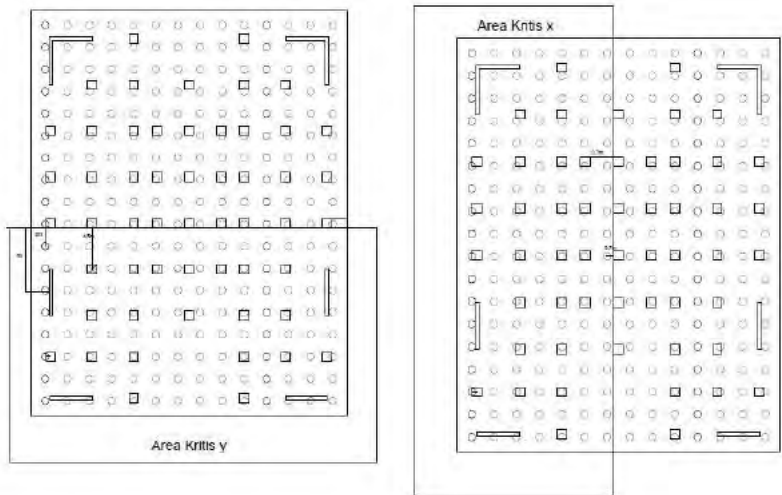
$$= 0.299182 \text{ mpa}$$

$$0.299182 \text{ mpa} < 0.537 \text{ mpa (ok)}$$

Maka disimpulkan ukuran ketebalan Pilecap bisa dipakai 2 m

4.6.7 PENULANGAN PILECAP

Untuk penulangan lentur, pile cap diambil area kritis untuk mendapatkan momen terbesar yang mungkin terjadi, pada dasarnya untuk mendapatkan momen terbesar pada raft foundation, diambil area kritis yang dimana jumlah tiang pancang tampak lebih banyak dibandingkan kolom. Maka diambil area seperti pada gambar 4.29 :



Gambar 4.29 Area Kritis X dan Y

$$M_{ux} = \Sigma(P_{max.n.x}) - \Sigma(P_{uKolom.n.x}) - (W_{pilecap} \times X)$$

$$M_{uy} = \Sigma(P_{max.n.y}) - \Sigma(P_{uKolom.n.y}) - (W_{pilecap} \times Y)$$

Tabel 4.23 Perhitungan Momen Akibat Tiang Pancang Arah Kritis X

No	Pmax	n	Jarak (m)	Momen (tm)
1	238.3229	18	15.1	64776.16557
2	238.3229	18	12.7	54480.61607
3	238.3229	18	10.3	44185.06658
4	238.3229	18	7.9	33889.51708

5	238.3229	18	5.5	23593.96759
6	238.3229	18	3.1	13298.4181
7	238.3229	18	0.7	3002.868602
Total				237226.6196

Tabel 4.24 Perhitungan Momen Akibat Kolom Arah Kritis X

No	Label	Pu (Ton)	Jarak ke Titik Kritis (m)	Momen (tm)
1	A8	676.8063	14.5	9813.691
2	A7	718.5482	14.5	10418.95
3	A6	748.0508	14.5	10846.74
4	SW2081	3366.719	14.5	48817.42
5	A2	815.28	14.5	11821.56
6	SW2089	1738.775	12.25	21299.99
7	B9	477.0146	10	4770.146
8	B8	545.4094	10	5454.094
9	B7	539.0802	10	5390.802
10	B6	550.2917	10	5502.917
11	B5	619.3678	10	6193.678
12	B3	518.3569	10	5183.569
13	B2	500.2419	10	5002.419
14	C10	537.1528	5.5	2954.34
15	C9	505.0717	5.5	2777.894
16	C8	622.3232	5.5	3422.778
17	C7	672.3233	5.5	3697.778
18	C6	695.4427	5.5	3824.935
19	C5	675.0227	5.5	3712.625
20	C3	577.3841	5.5	3175.613
21	C2	746.2374	5.5	4104.306

22	C10	705.1621	5.5	3878.392
23	D8	522.734	3	1568.202
24	D7	507.3669	3	1522.101
25	D6	517.0831	3	1551.249
26	D5	560.6187	3	1681.856
27	SWAB10	1549.78	12.25	18984.81
28	SWAB1	1738.775	12.25	21299.99
Total				228672.8

$$\begin{aligned}
 \text{Momen akibat Pilecap} &= (p \times l \times t) \times \gamma_{\text{beton}} \times X \\
 &= 44 \times 16.7 \times 2 \times 2.4 \times 8.35 \\
 &= 29451 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka : } M_{ux} &= \sum M_{\text{pile}} - \sum M_{\text{kolom}} - M_{\text{pilecap}} \\
 &= 237226.6196 - 228672.8 - 29451 \\
 &= -20897 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.25 Perhitungan Momen Akibat Tiang Pancang Arah Kritis Y

No	Pmax	n	Jarak (m)	Momen (tm)
1	238.3229	14	2	6673.041339
2	238.3229	14	4.4	14680.69095
3	238.3229	14	6.8	22688.34055
4	238.3229	14	9.2	30695.99016
5	238.3229	14	11.6	38703.63976
6	238.3229	14	14	46711.28937
7	238.3229	14	16.4	54718.93898
8	238.3229	14	18.8	62726.58858
Total				277598.5197

Tabel 4.26 Perhitungan Momen Akibat Kolom Arah Kritis Y

No	Label	Pu (Ton)	Jarak ke Titik Kritis (m)	Momen (tm)
1	B5	619.3678	4.5	2787.155
2	C5	675.0227	4.5	3037.602
3	D5	560.6187	4.5	2522.784
4	E5	433.3691	4.5	1950.161
5	F5	556.4427	4.5	2503.992
6	G5	707.391	4.5	3183.26
7	H5	595.3891	4.5	2679.251
8	SWI35	1876.623	7	13136.36
9	SWA45	2038.421	7	14268.95
10	B3	518.3569	9.5	4924.391
11	C3	577.3841	9.5	5485.149
12	E3	269.7166	9.5	2562.308
13	G3	569.2169	9.5	5407.561
14	H3	486.2242	9.5	4619.13
15	A2	815.28	14.5	11821.56
16	B2	500.2419	14.5	7253.508
17	C2	746.2374	14.5	10820.44
18	G2	721.9018	14.5	10467.58
19	H2	551.6231	14.5	7998.535
20	I2	777.6521	14.5	11275.96
21	C1	705.1621	19.5	13750.66
22	G1	705.0812	19.5	13749.08
23	SWAB1	1738.775	19.5	33906.1
24	SWHI1	1865.344	19.5	36374.21
Total				226485.7

Momen akibat Pilecap = (p x l x t) x γ_{beton} x X

$$= 34.4 \times 20.4 \times 2 \times 2.4 \times 10.2$$

$$= 34358.1696 \text{ tm}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka : } M_{uy} &= \Sigma M_{pile} - \Sigma M_{kolom} - M_{pilecap} \\ &= 277598.5197 - 226485.6847 - 34358.1696 \\ &= 16754.66539 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Perhitungan penulangan pada pile cap dapat dilihat pada perhitungan berikut :

Dimensi	: 2x34.4x44
Tebal decking (d')	: 50 mm
Tulangan lentur (D)	: 32 mm
Mutu Tulangan (fy)	: 400 Mpa
Mutu sengkang (fy)	: 400 Mpa
Mutu beton (f'c)	: 40 Mpa
$d_x = 2000 - 100 - \frac{1}{2} \times 32$	$= 1884 \text{ mm}$

$$d_y = 2000 - 100 - 32 - \frac{1}{2} \times 32 = 1852 \text{ mm}$$

17. menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} = 0.764$$

ACI 318-14M tabel 22.2.2.4.3

$$\Phi = 0.9$$

ACI 318-14M tabel 21.2.2.2

18. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = 11,764$$

19. Menentukan R_n

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2}$$

20. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m x R_n}{f_y}} \right)$$

21. Menentukan luas tulangan (A_s) dari ρ yang didapat

$$\rho = \frac{A_s}{b x d} \rightarrow A_s = \rho \times b \times d$$

Penulangan arah x dan y

M_x : 20897 Tm Ton-m

M_y : 16754.67Ton-m

$$R_{nx} = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{20897}{0,9 \times 44 \times 1,852^2} = 133.804$$

$$R_{ny} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{16754.667}{0,8 \times 34,4 \times 1,852^2} = 142.002$$

$$\rho_x = \frac{1}{11.764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 133.804 \times 11.764}{400 / 10^3}} \right) = 0,00341$$

$$\rho_y = \frac{1}{11.764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 142.002 \times 11.764}{400 / 10^3}} \right) = 0,00362$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$As_{x\text{perlu}} = \rho_x \cdot b \cdot d = 0,00341 \times 44000 \times 1852 = 282977.9028 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D32-100 (As pakai = 353689.6 mm²)

$$As_{y\text{perlu}} = \rho_y \cdot b \cdot d = 0,00362 \times 34400 \times 1852 = 231101.125 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D32-100 (As pakai = 276520.96 mm²)

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$As_x' = 0,5 \cdot As_x = 0,5 \times 282977.9028 = 141488.9514 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D32 – 200 (As pakai = 176844.8 mm²)

$$As_y' = 0,5 \cdot As_y = 0,5 \times 231101.125 = 115550.5625 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D32 – 200 (As pakai = 138260.48 mm²)

4.6.8 METODE PENGECORAN MASS FOUNDATION

Untuk menghindari terjadinya cracking pada layer beton dikarenakan terjadi perbedaan suhu yang signifikan digunakan metode pre-cooling dimana air yang digunakan oleh Batching plant diganti dengan air es . Metode ini bermaksud untuk mencapai suhu beton yang stabil antar layer atas yang dikontrol di

batching plantnya sendiri dan layer bawah dibantu oleh tanah .

Untuk pengecoran pondasi pelat digunakan aditif pada mixdesign. Aditif ini berfungsi memperlambat setting time sdan untuk membuat beton lebih flowable sehingga mempermudah pelaksanaan agar beton lebih ‘menyebar’ .

Monitoring suhu beton menggunakan alat thermocouple. Suhu yang terjadi di dalam beton akan diterapkan pengukuran suhu dengan dipasangkan thermocouple dan untuk mempertahankan suhu didalam beton selalu merata akan di pakai penutup dengan pakai styrifoam dan ditimbun pasir. Setelah selesai pengecoran, permukaan beton massa yang terbuka harus di isolasi dan dijaga “kehangatannya” untuk mengurangi perbedaan suhu di dalam beton dengan cara membungkus permukaanbeton menggunakan lembaran plastik, pasir dan styroform.

Metode perawatan beton setelah selesai proses pengecoran selesai yaitu:

1. Permukaan concrete ditutup menggunakan styrofoam sebanyak 2 lapis yang terdiri dari :

- Lapis bagian bawah menggunakan styrofoam dengan ketebalan 50 mm (2”),

- Lapis bagian atas menggunakan styrofoam dengan ketebalan 25 mm (1”)

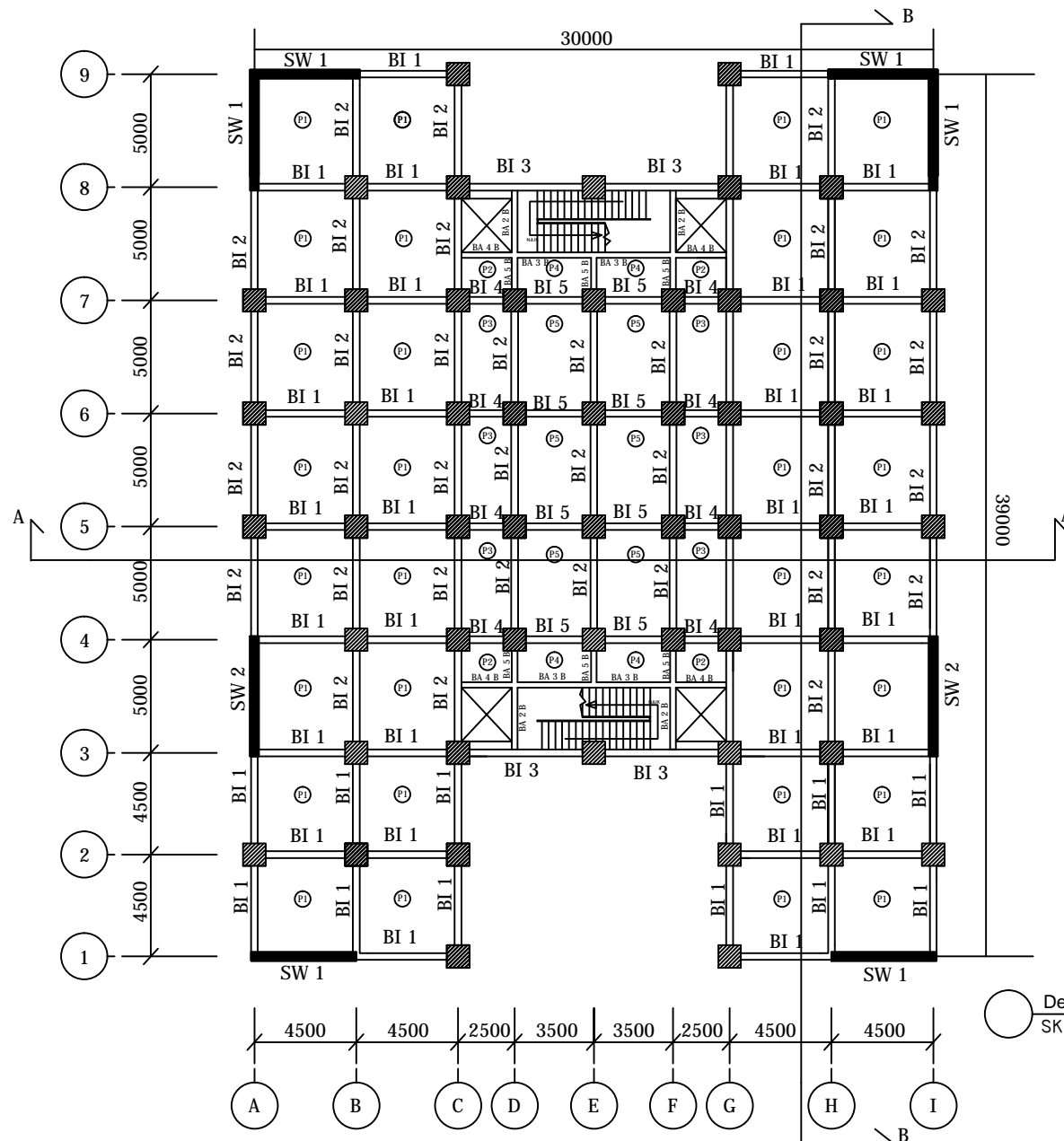
2. Setelah dilapisi dengan 2 layer styrofoam, lalu ditutup menggunakan plastic blue sheet,

3. Untuk area stek kolom dan core wall, dipasang bekisting setinggi 400 mm dan diisi dengan pasir,

kemudian ditutup/diselimuti dengan blue sheet sampai rapat.

4. Untuk stek plat, diselimuti dengan plastik blue sheet sampai rapat ketemu lantai kerja.
5. Tujuan dari melapisi permukaan concrete ini adalah untuk menjaga agar pelepasan panas concrete tidak terjadi secara drastis, tetapi secara perlahan-lahan agar tidak terjadi retakan yang diakibatkan perbedaan temperatur antara layer bawah, tengah dan atas concrete.

Pemasangan styrofoam harus dengan cara zig zag, bertujuan untuk mencegah terjadinya kebocoran panas yang bisa mengakibatkan temperatur beton menjadi tidak stabil akibat pelepasan panas secara drastis, yang akan menyebabkan retak thermal. Apabila terjadi perbedaan temperatur yang $\geq 20^\circ$ antara layer bawah dan atas pada mass foundation, styrofoam akan ditambah yang berfungsi sebagai thermal insulation pada lapisan curing untuk mengantisipasi agar perbedaan temperatur mass foundation kembali stabil ($\leq 20^\circ \text{ C}$)



Label	Tipe	Dimensi
BI 1	Balok	300/400
BI 2	Balok	300/400
BI 3	Balok	300/400
BI 4	Balok	300/400
BI 5	Balok	300/400
BA 2 B	Balok	250/300
BA 3 B	Balok	250/300
BA 4 B	Balok	250/300
BA 5 B	Balok	250/300
P1	Pelat	4500x5000
P2	Pelat	2500x2000
P3	Pelat	2500x5000
P4	Pelat	3500x2000
P5	Pelat	3500x5000
SW1	Shear Wall	400x5000
SW2	Shear Wall	400x4500
Kolom	Kolom	1000x1000



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKKAN
LANTAI 1 - 6

SKALA

1 : 300

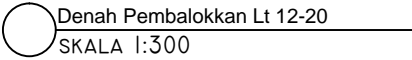
NOMOR GAMBAR


1

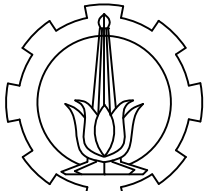
22

CATATAN

Denah Pembalokkan Lt 1-6
SKALA 1:300



Label	Type	Dimensi
BI 1	Balok	300/400
BI 2	Balok	300/400
BI 3	Balok	300/400
BI 4	Balok	300/400
BI 5	Balok	300/400
BA 2 B	Balok	250/300
BA 3 B	Balok	250/300
BA 4 B	Balok	250/300
BA 5 B	Balok	250/300
P1	Pelat	4500x5000
P2	Pelat	2500x2000
P3	Pelat	2500x5000
P4	Pelat	3500x2000
P5	Pelat	3500x5000
SW1	Shear Wall	400x5000
SW2	Shear Wall	400x4500
Kolom 	Kolom	700x700



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKKAN LANTAI 12 - 20

SKALA

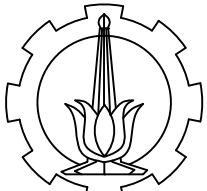
1 : 300

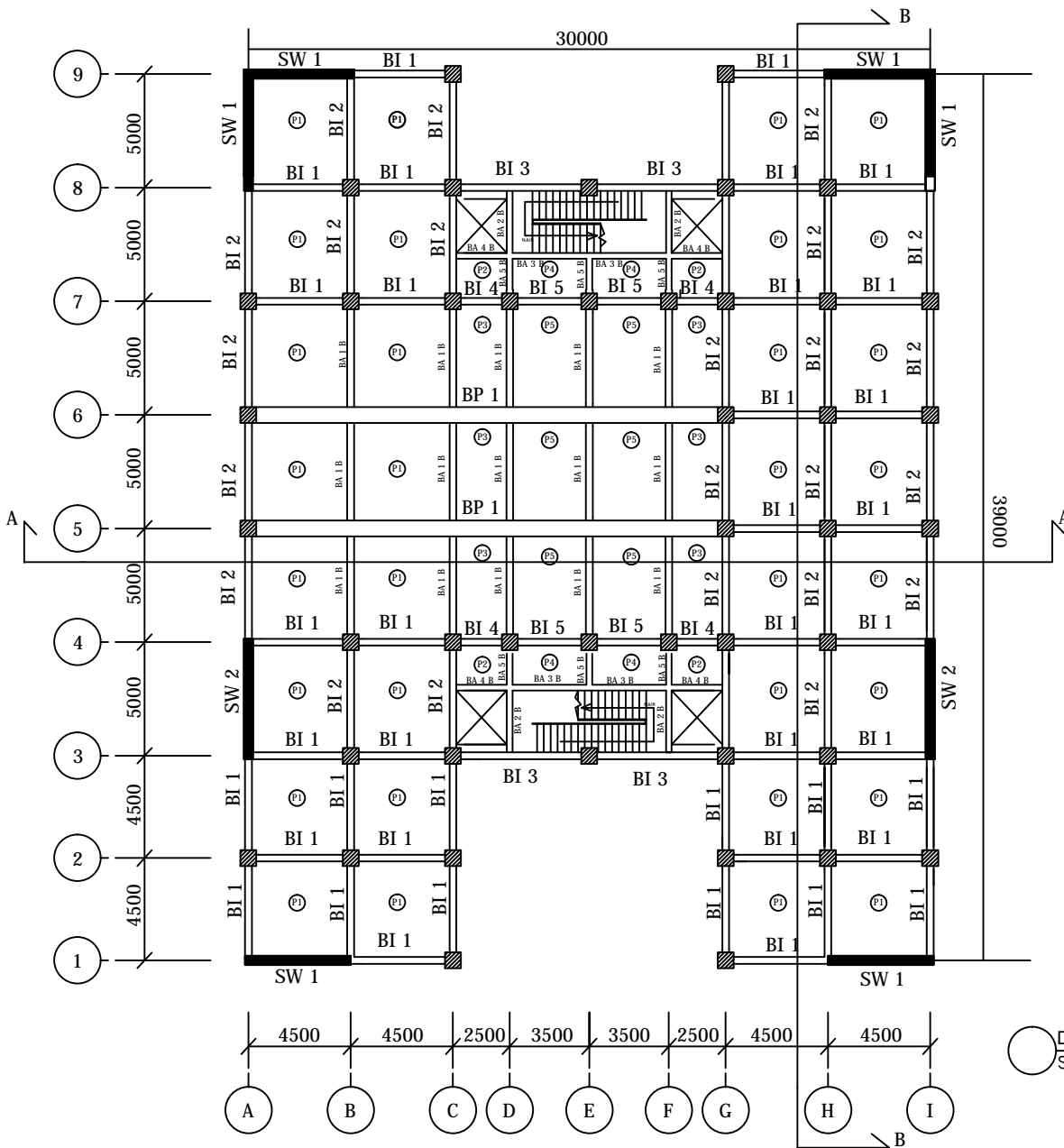
NOMOR GAMBAR

3

22

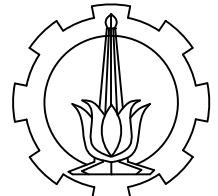
CATATAN





Label	Type	Dimensi
BI 1	Balok	300/400
BI 2	Balok	300/400
BI 3	Balok	300/400
BI 4	Balok	300/400
BI 5	Balok	300/400
BP 1	Balok	700/1000
BA 1 B	Balok	250/300
BA 2 B	Balok	250/300
BA 3 B	Balok	250/300
BA 4 B	Balok	250/300
BA 5 B	Balok	250/300
P1	Pelat	4500x5000
P2	Pelat	2500x2000
P3	Pelat	2500x5000
P4	Pelat	3500x2000
P5	Pelat	3500x5000
SW1	Shear Wall	400x5000
SW2	Shear Wall	400x4500
Kolom	Kolom	700x700

Denah Pembalokkan Lt 21-23
SKALA 1:300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKKAN
LANTAI 21 - 23

SKALA

1 : 300

NOMOR GAMBAR

4

22

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof . Tavier, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DENAH PEMBALOKKAN
LANTAI ATAP

SKALA

1 : 300

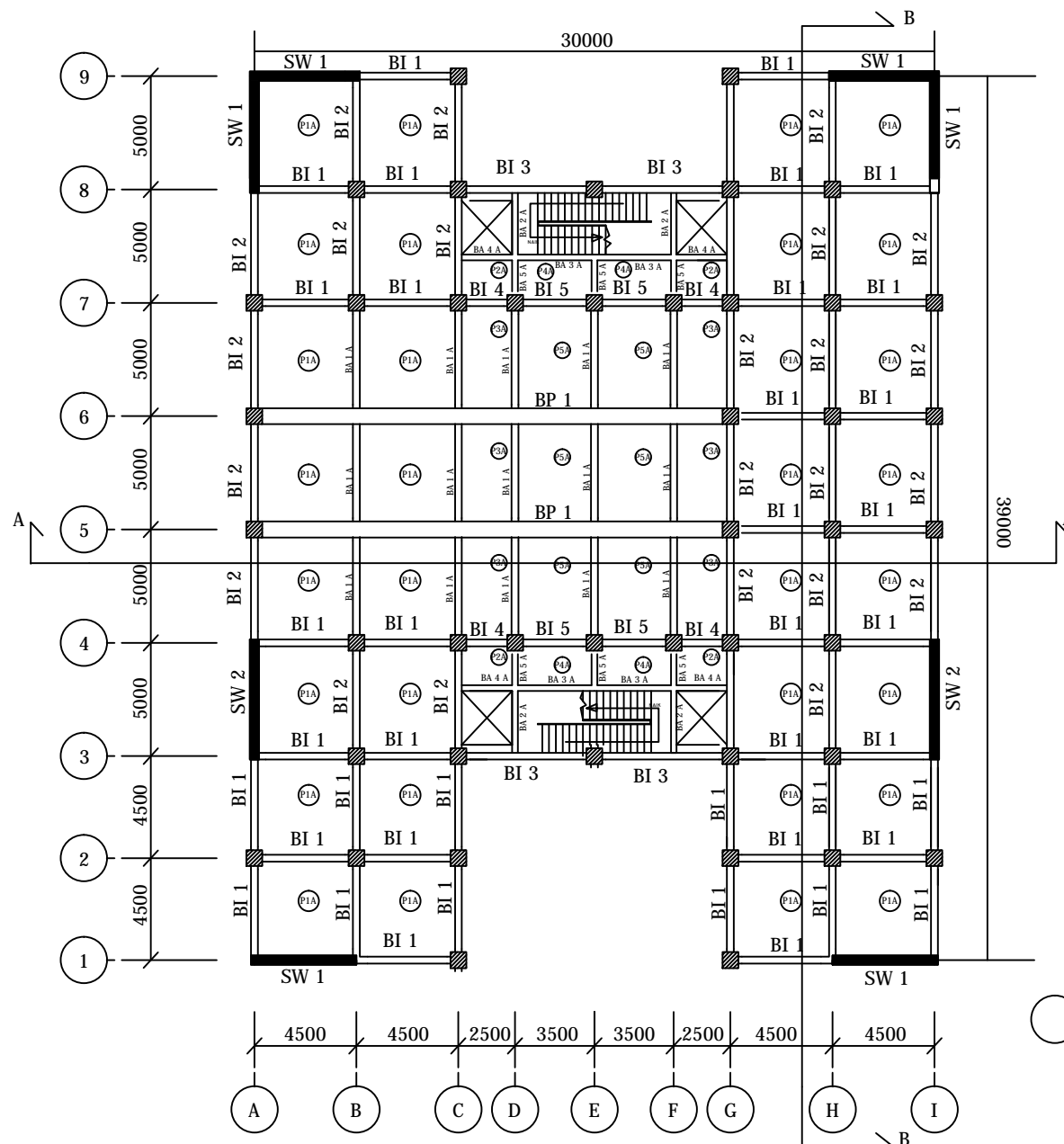
NOMOR GAMBAR

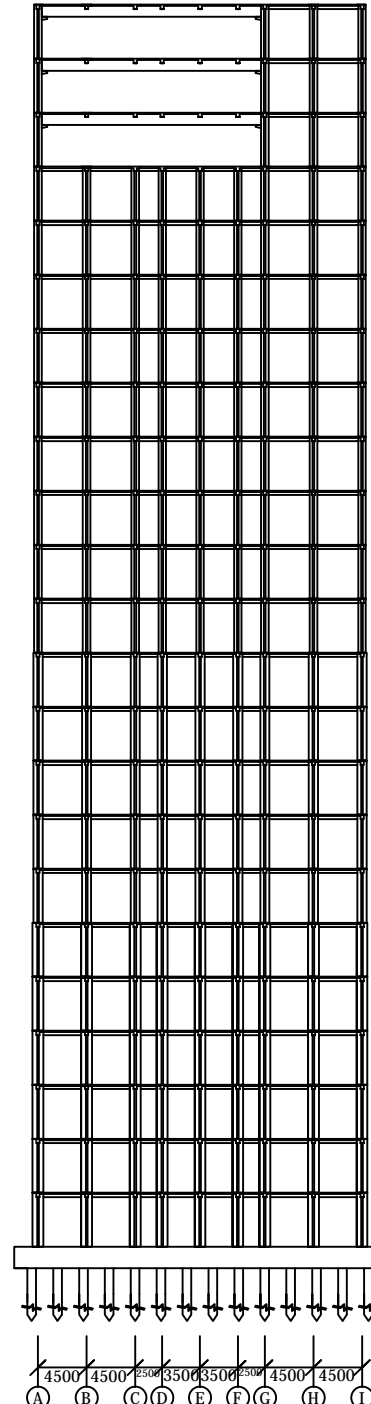
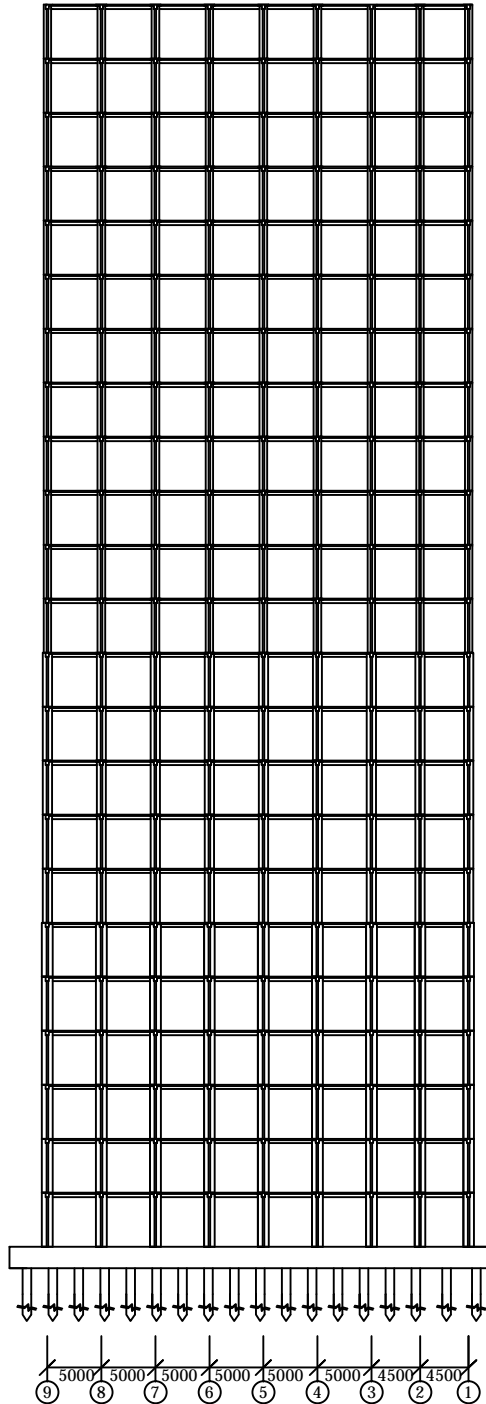
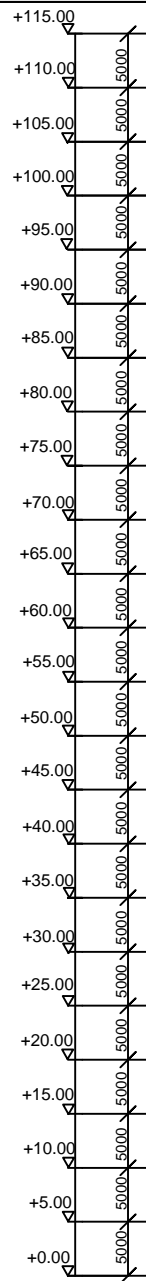
5

22

CATATAN

Label	Type	Dimensi
BI 1	Balok	300/400
BI 2	Balok	300/400
BI 3	Balok	300/400
BI 4	Balok	300/400
BI 5	Balok	300/400
BP 1	Balok	700/1000
BA 1 A	Balok	250/300
BA 2 A	Balok	250/300
BA 3 A	Balok	250/300
BA 4 A	Balok	250/300
BA 5 A	Balok	250/300
P1 A	Pelat	4500x5000
P2 A	Pelat	2500x2000
P3 A	Pelat	2500x5000
P4 A	Pelat	3500x2000
P5 A	Pelat	3500x5000
SW1	Shear Wall	400x5000
Kolom	Kolom	700x700





Potongan A dan B
SKALA 1:700



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof . Tavier, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

POTONGAN

SKALA

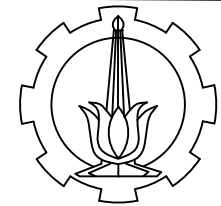
1 : 700

NOMOR GAMBAR

6

22

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK

SKALA

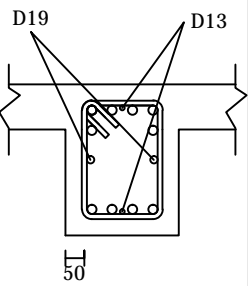
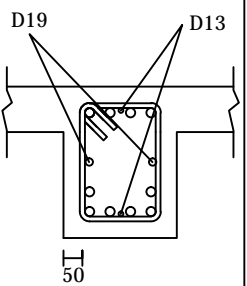
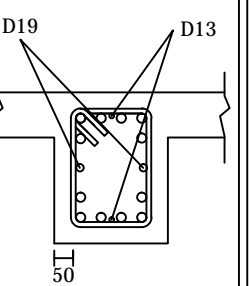
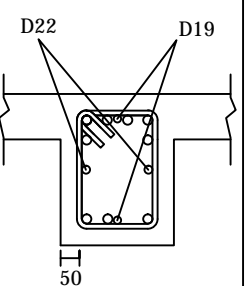
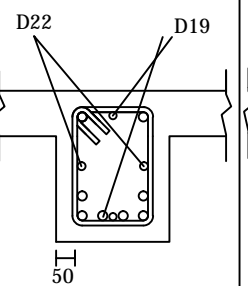
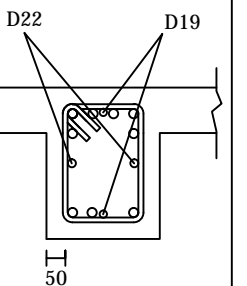
1 : 20

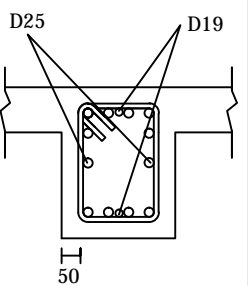
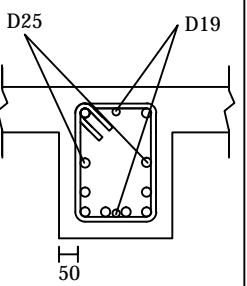
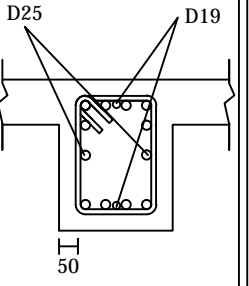
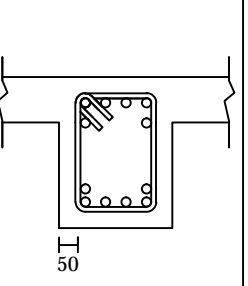
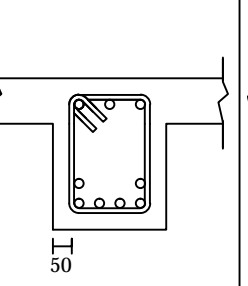
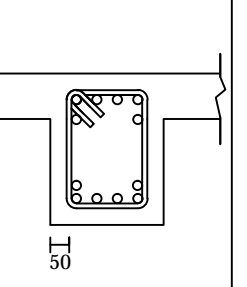
NOMOR GAMBAR

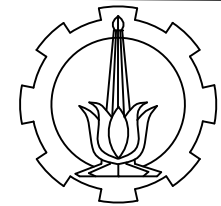
7

22

CATATAN

LABEL	BI 1			BI 2		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	300X400			300X400		
ATAS	6 D25	4 D25	6 D25	6 D25	2 D25	6 D25
BAWAH	6 D25	6 D25	6 D25	3 D25	6 D25	3 D25
SENGKANG	2D13-70	2D13-70	2D13-70	2D13-60	2D13-70	2D13-60
TORSI	D13 dan D19	D13 dan D19	D13 dan D19	D19 dan D22	D19 dan D22	

LABEL	BI 3			BI 4		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	300X400			300X400		
ATAS	6 D25	2 D25	6 D25	6 D25	3 D25	6 D25
BAWAH	4 D25	6 D25	4 D25	6 D25	6 D25	6 D25
SENGKANG	2D13-50	2D13-50	2D13-50	2D13-80	2D13-120	2D13-80
TORSI	D19 dan D25	D19 dan D25	D19 dan D25			



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK

SKALA

1 : 20

NOMOR GAMBAR

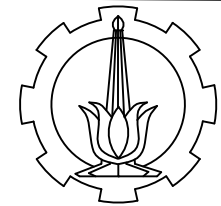
8

22

CATATAN

LABEL	BI 5			BA 1 A		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	300X400			250X300		
ATAS	6 D25	2 D25	6 D25	3 D16	2 D16	3 D16
BAWAH	6 D25	6 D25	6 D25	2 D16	2 D16	2 D16
SENGKANG	2D13-80	2D13-150	2D13-80	φ10-150	φ10-150	φ10-150
SAMPING	D13 dan φ8	D13 dan φ8	D13 dan φ8			

LABEL	BA 2 A			BA 3 A		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	250X300			250X300		
ATAS	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16
BAWAH	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16
SENGKANG	φ10-150	φ10-150	φ10-150	φ10-150	φ10-150	φ10-150
SAMPING						



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK

SKALA

1 : 20

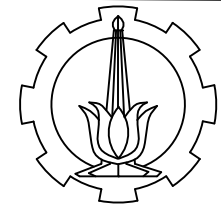
NOMOR GAMBAR

9

22

CATATAN

LABEL	BA 4 A			BA 5 A		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	250X300			250X300		
ATAS	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16
BAWAH	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16
SENGKANG	φ10-150	φ10-150	φ10-150	φ10-150	φ10-150	φ10-150
LABEL	BA 1 B			BA 2 B		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	250X300			250X300		
ATAS	4 D16	2 D16	4 D16	2 D16	2 D16	2 D16
BAWAH	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16
SENGKANG	φ10-150	φ10-150	φ10-150	φ10-150	φ10-150	φ10-150



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK

SKALA

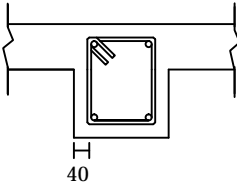
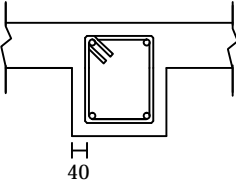
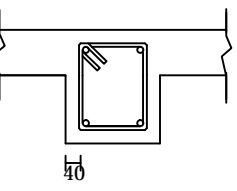
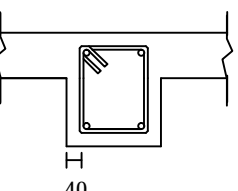
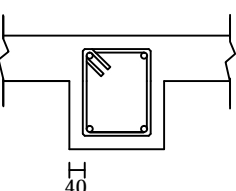
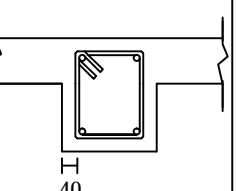
1 : 20

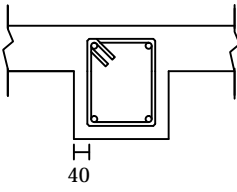
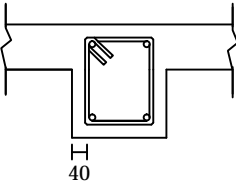
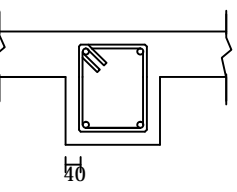
NOMOR GAMBAR

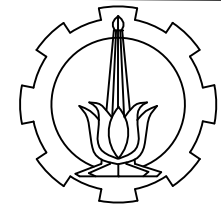
10

22

CATATAN

LABEL	BA 3 B			BA 4 B		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN			
PENAMPANG						
DIMENSI	250X300			250X300		
ATAS	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16
BAWAH	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16
SENGKANG	φ10-150	φ10-150	φ10-150	φ10-150	φ10-150	φ10-150

LABEL	BA 5 B		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG			
DIMENSI	250X300		
ATAS	2 D16	2 D16	2 D16
BAWAH	2 D16	2 D16	2 D16
SENGKANG	φ10-150	φ10-150	φ10-150



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL KOLOM

SKALA

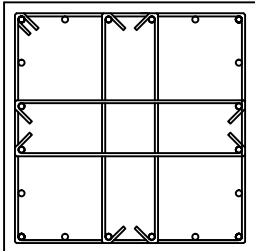
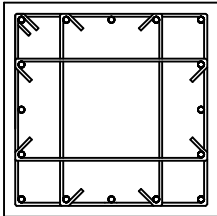
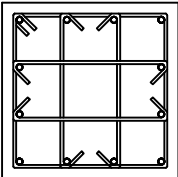
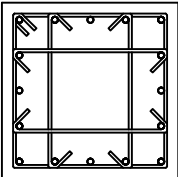
1 : 30

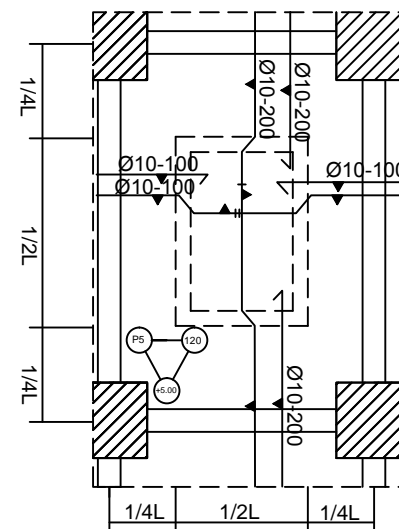
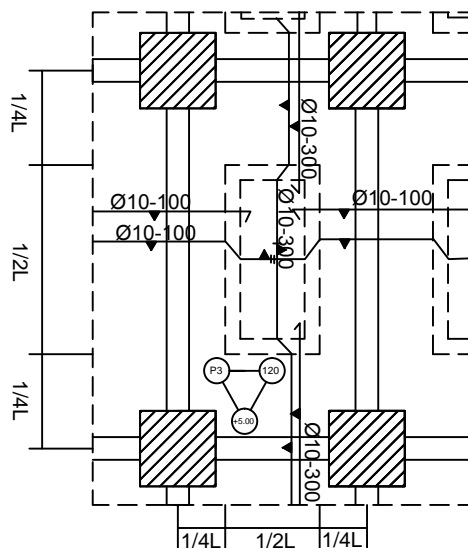
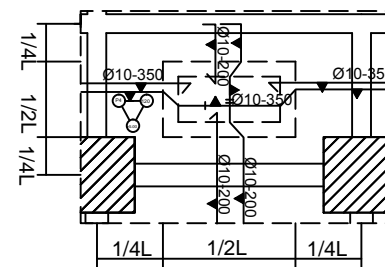
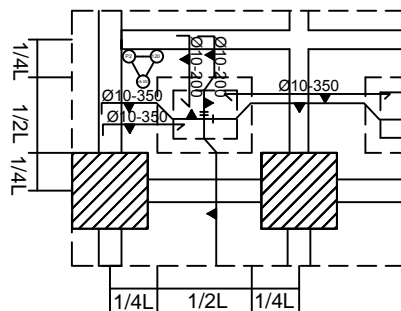
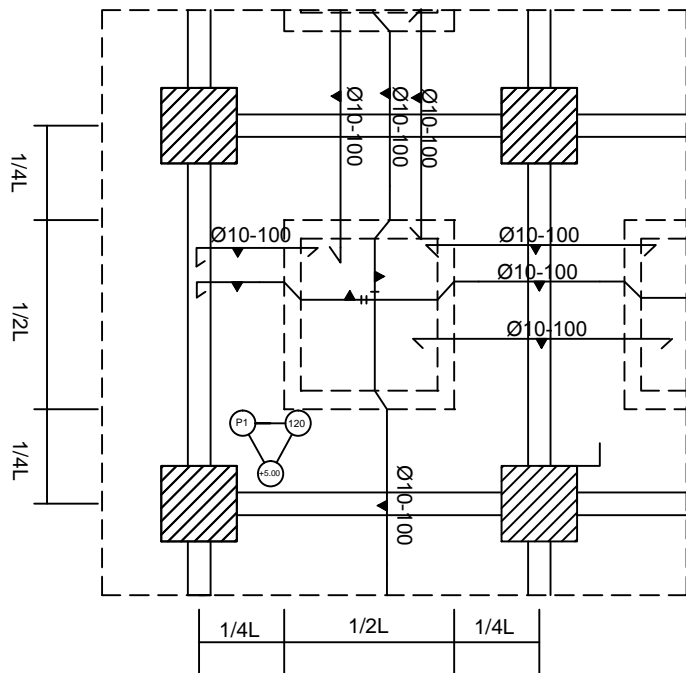
NOMOR GAMBAR

11

22

CATATAN

LABEL	K 100x100	K 85x85	K 70x70	K II 70x70
PENAMPANG				
	50	50	50	50
DIMENSI	1000 x 1000	850 x 850	700 x 700	700 x 700
TULANGAN UTAMA	20 D25	16 D25	12 D25	16 D25
PENGKANG	4φ10-150	4φ10-150	4φ10-150	4φ10-150



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL
PENULANGAN PELAT
LANTAI

SKALA

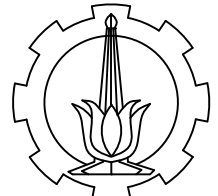
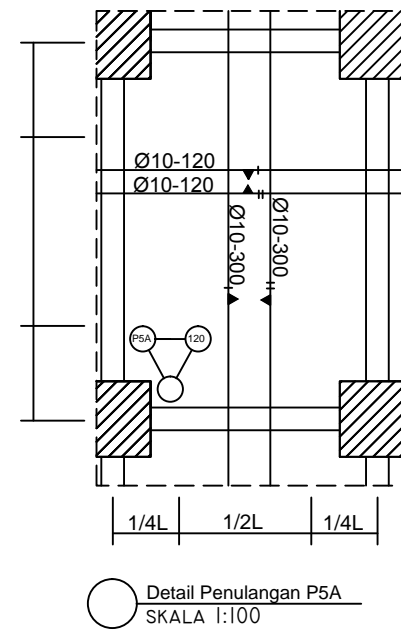
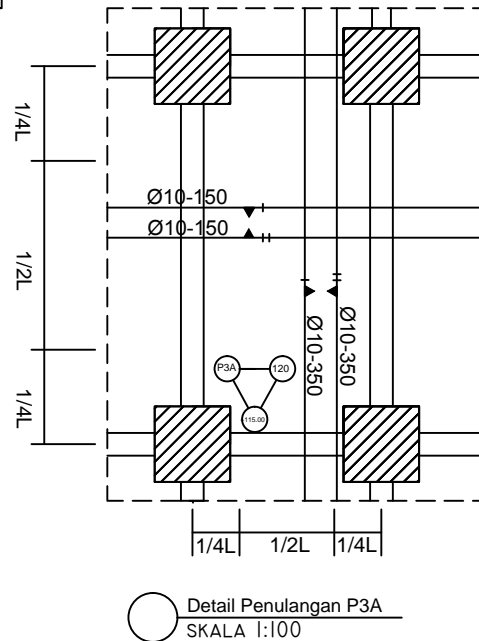
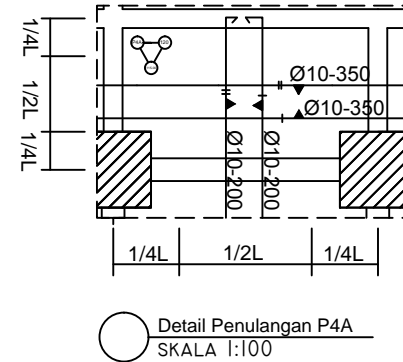
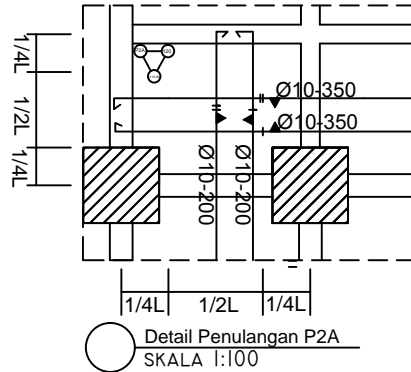
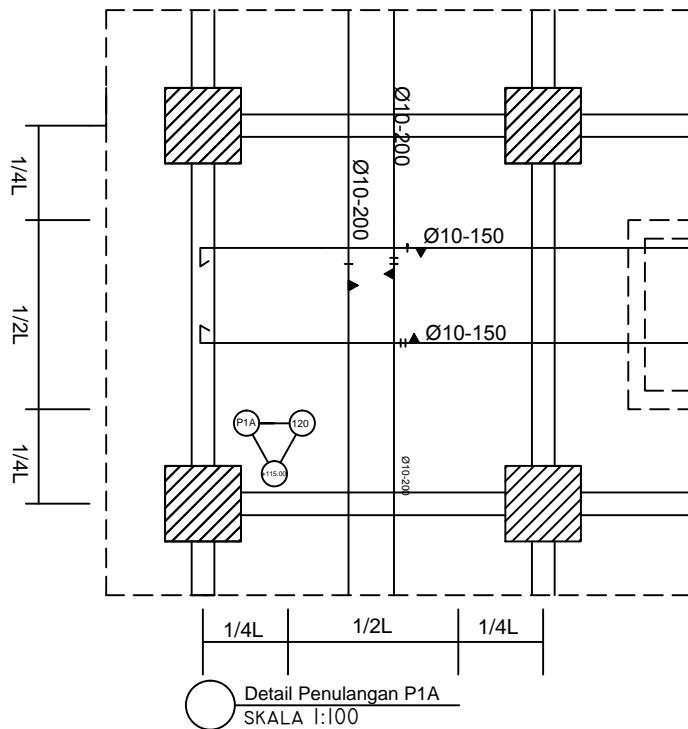
1 : 100

NOMOR GAMBAR

12

22

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL
PENULANGAN PELAT
ATAP

SKALA

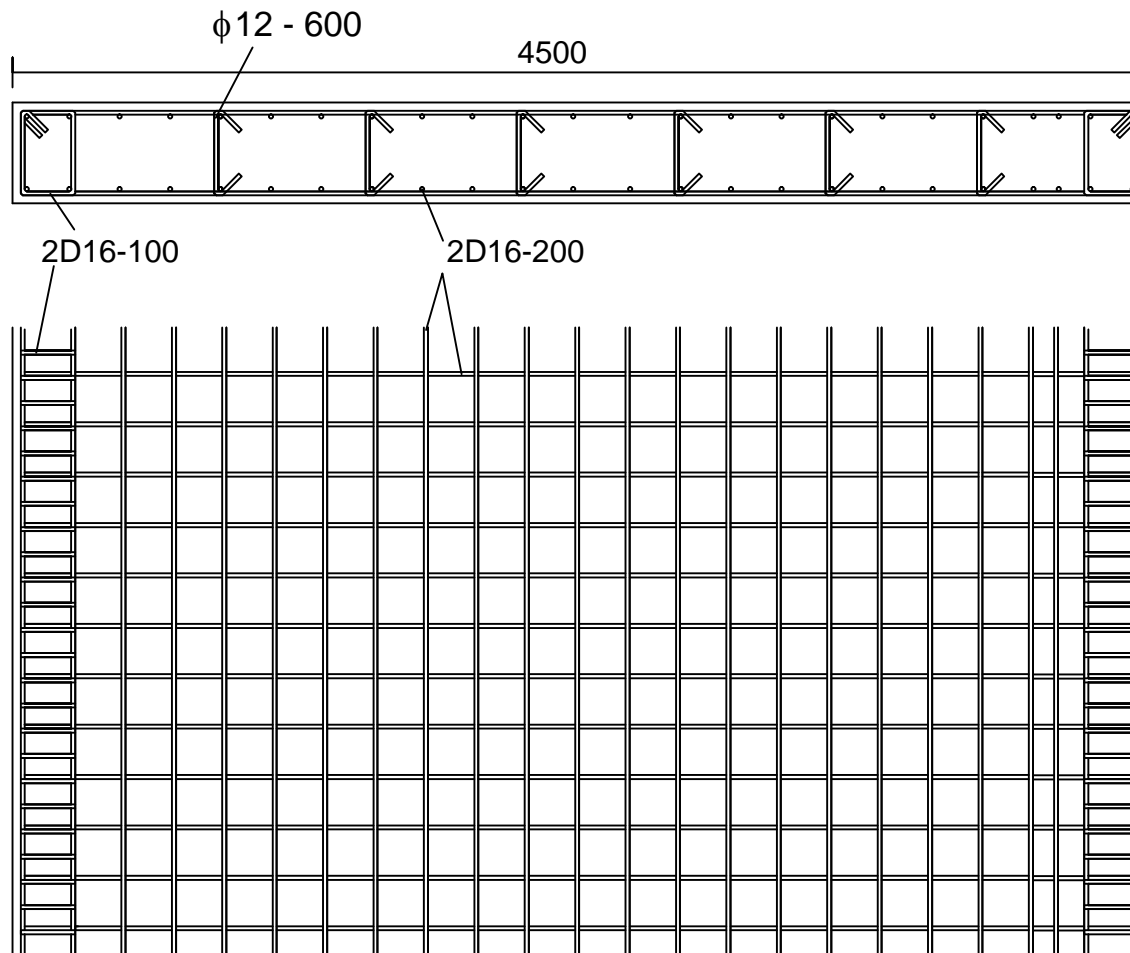
1 : 100

NOMOR GAMBAR

13

22

CATATAN



Detail Shear Wall 1
SKALA 1:30



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL SHEAR WALL 1

SKALA

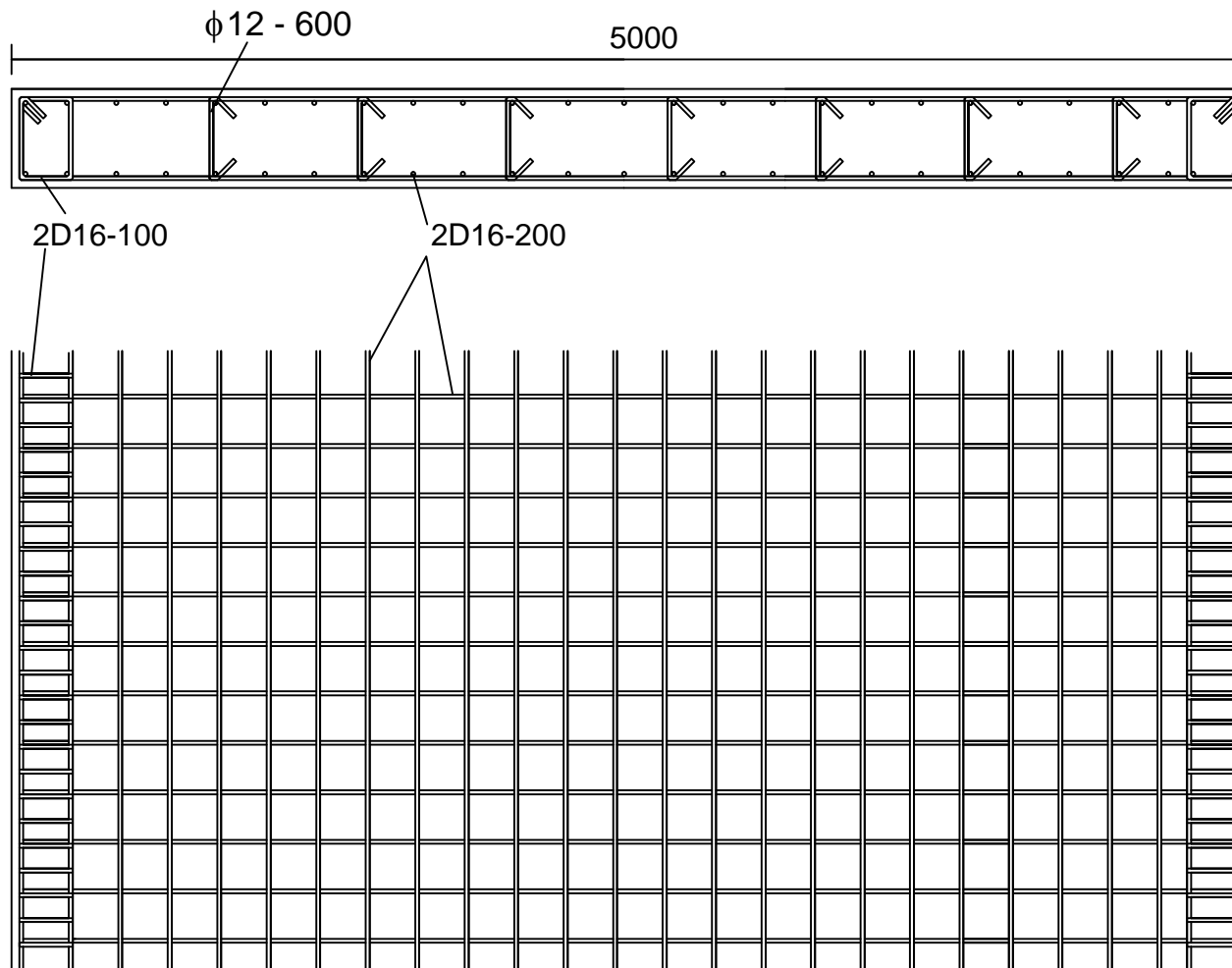
1 : 30


NOMOR GAMBAR

14

22

CATATAN



 Detail Shear Wall 2
 SKALA 1:30



PROGRAM S-1
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
 APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
 DENGAN STRUKTUR BETON
 PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
 SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. TAVIO, ST. MT. PhD.
 Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
 31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL SHEAR WALL 2

SKALA

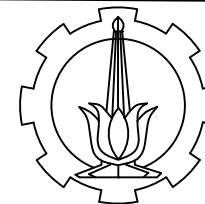
1 : 30

NOMOR GAMBAR

15

22

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
TANGGA

SKALA

1 : 40

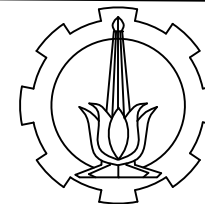
NOMOR GAMBAR

16

22

CATATAN

--



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

BALOK PRATEKAN

SKALA

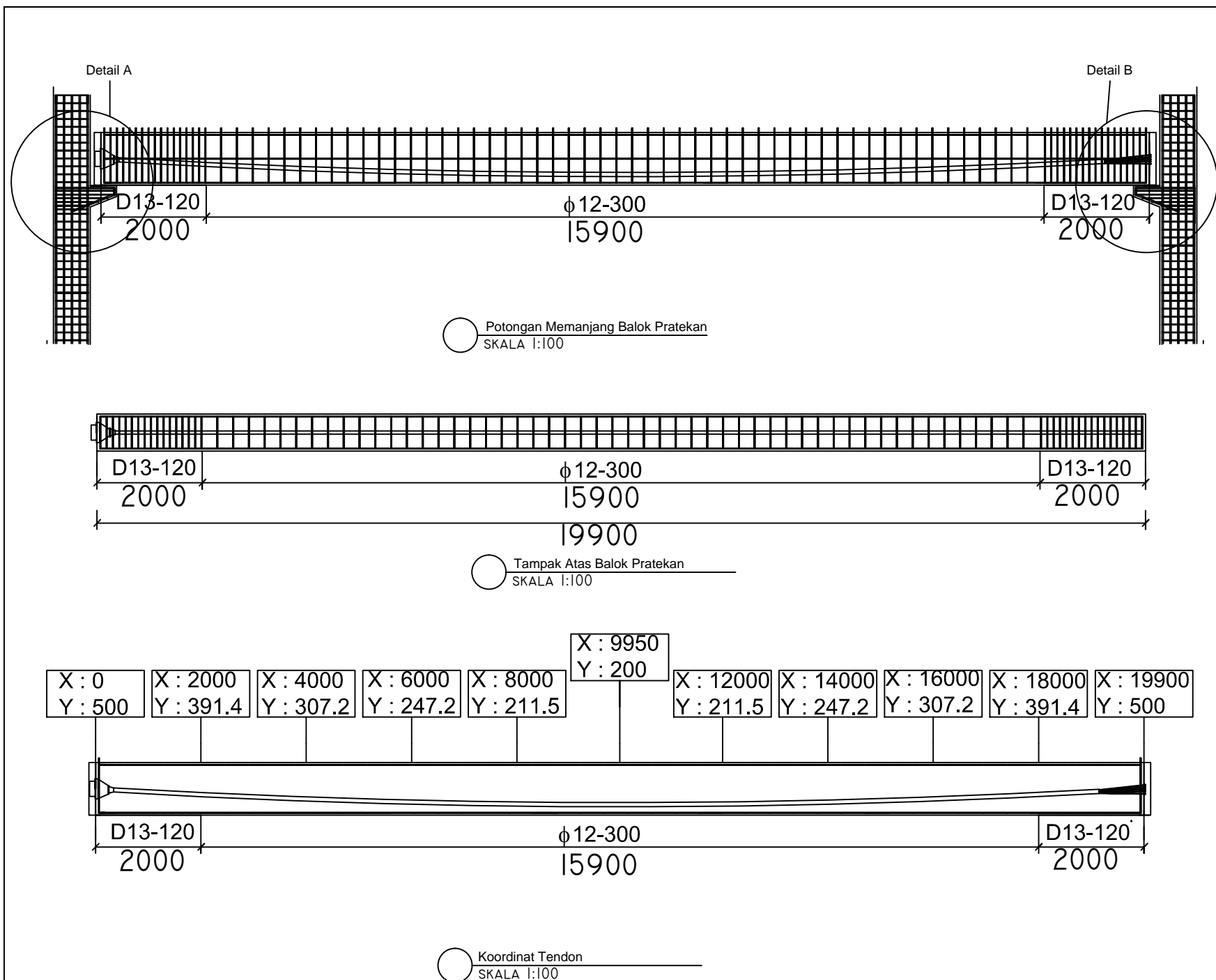
1 : 100

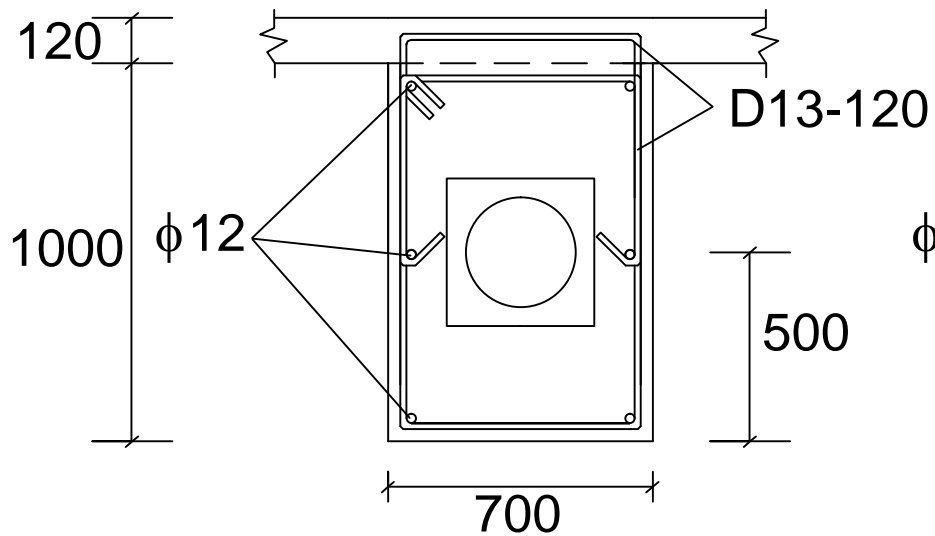
NOMOR GAMBAR

17

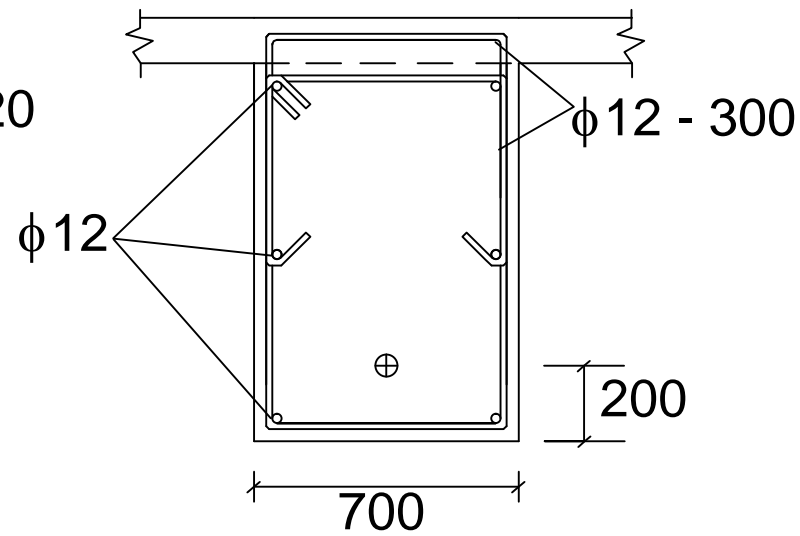
22

CATATAN

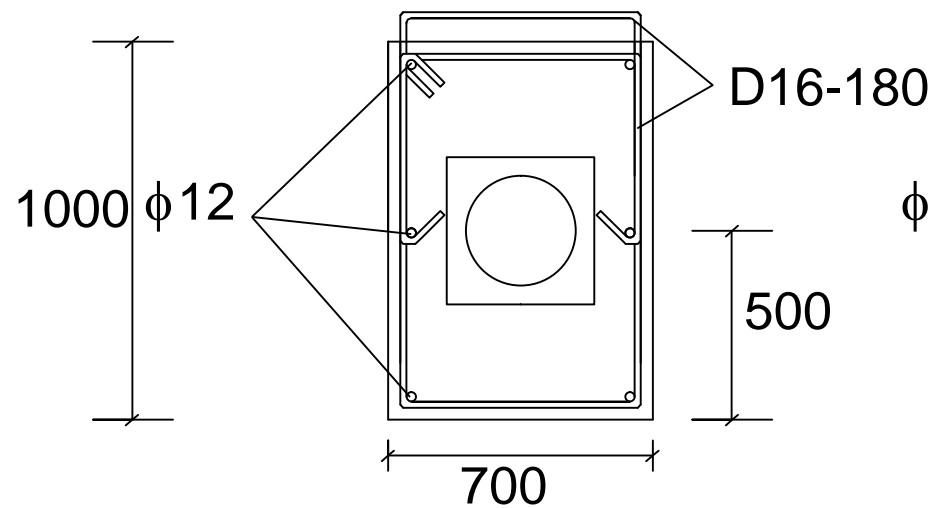




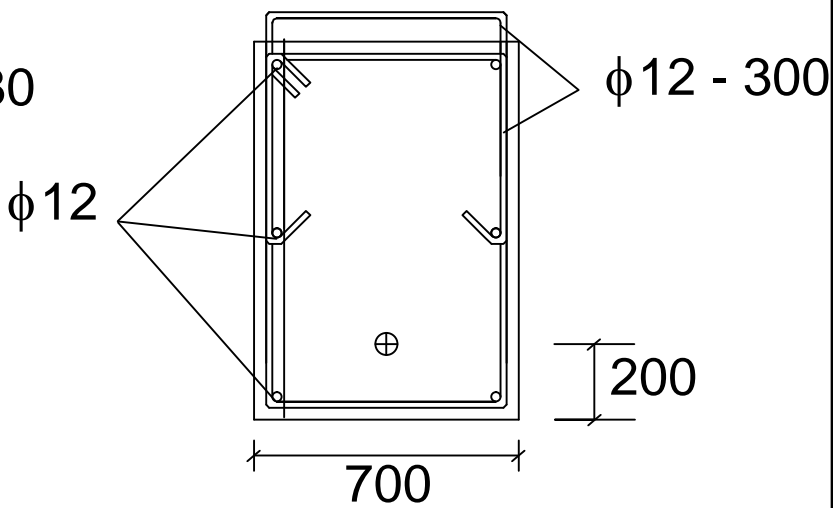
Detail Balok Pratekan Komposit Tumpuan
SKALA 1:20



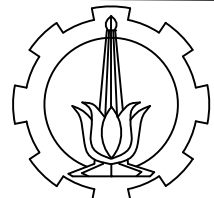
Detail Balok Pratekan Komposit Tengah Bentang
SKALA 1:20



Detail Balok Pratekan Precast Tumpuan
SKALA 1:20



Detail Balok Pratekan Tengah Bentang
SKALA 1:20



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENAMPANG BALOK
PRATEKAN

SKALA

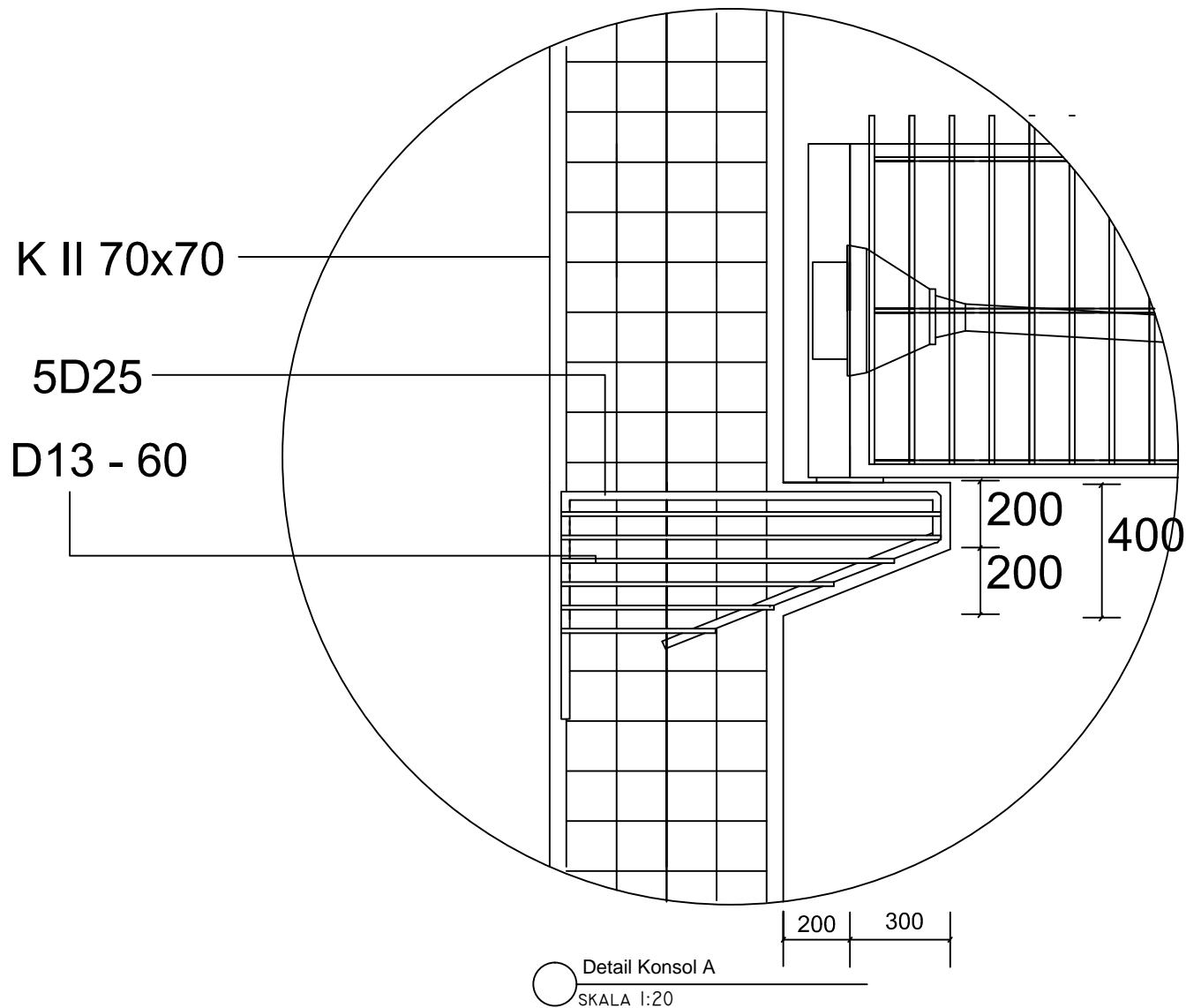
1 : 20

NOMOR GAMBAR

18

22

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK PRATEKAN

SKALA

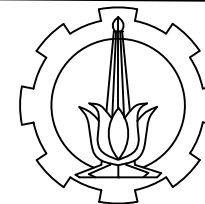
1 : 20

NOMOR GAMBAR

19

22

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavo, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK PRATEKAN

SKALA

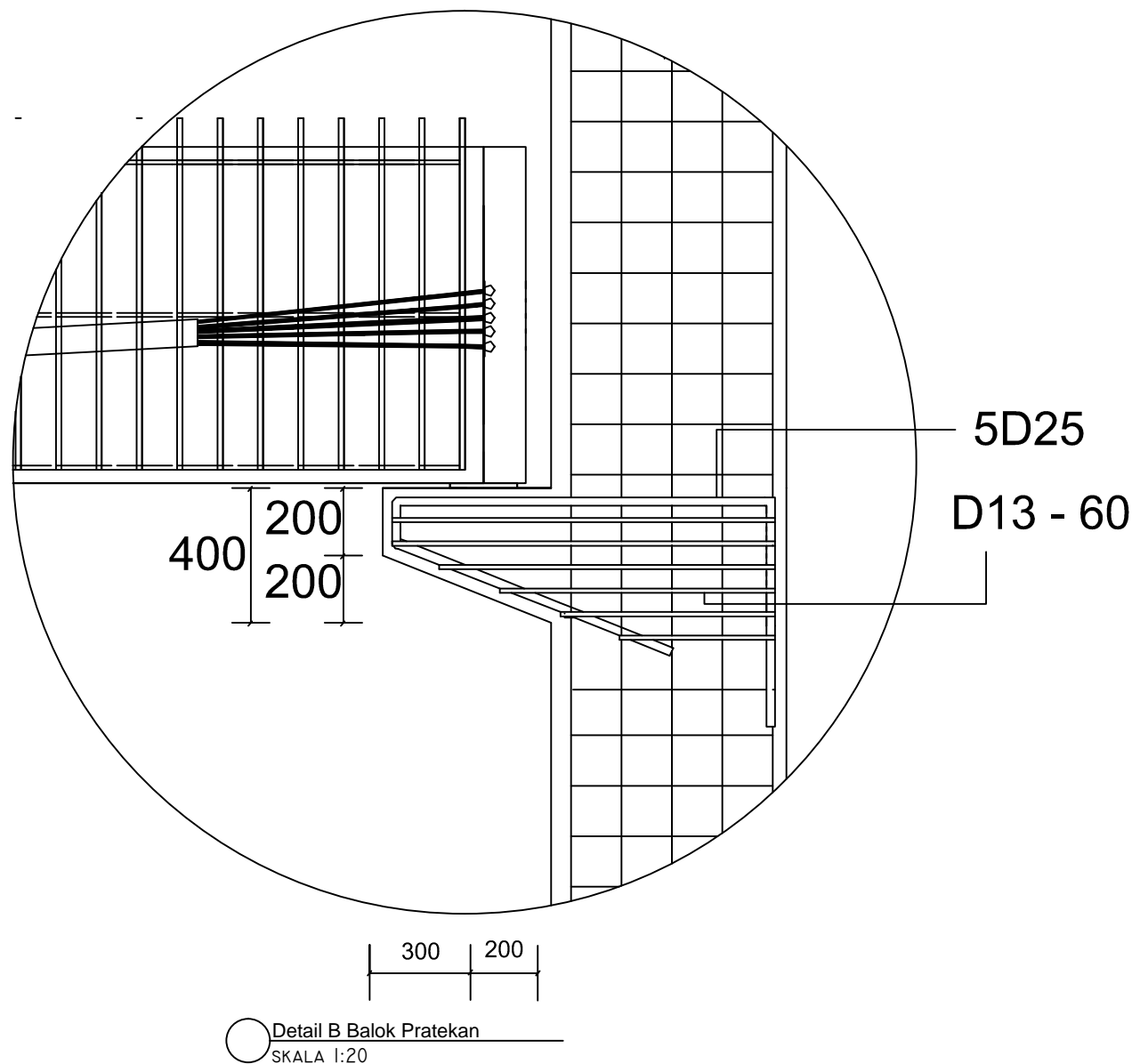
1 : 20

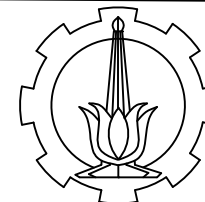
NOMOR GAMBAR

20

22

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DENAH RAFT FOUNDATION

SKALA

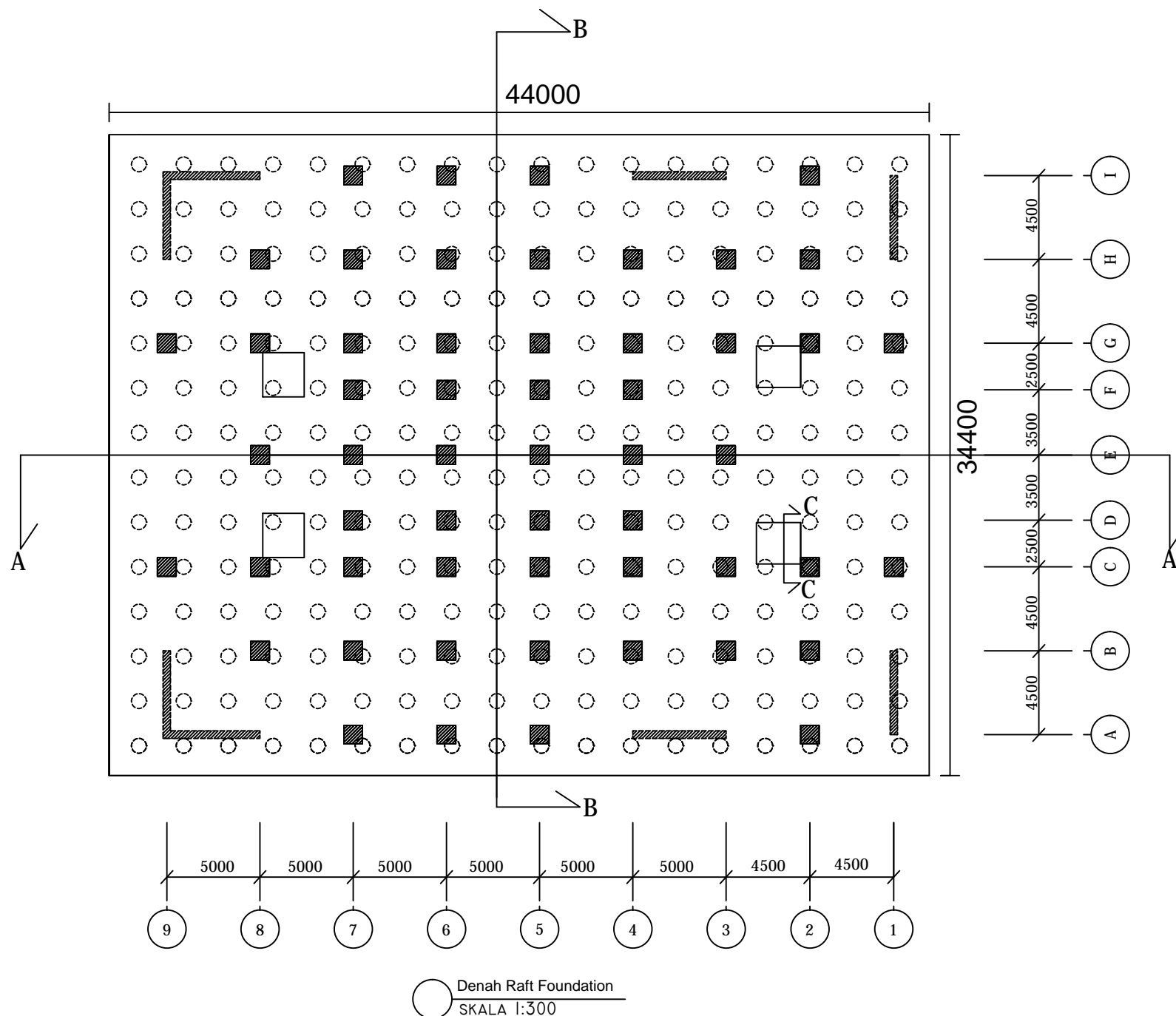
1 : 300

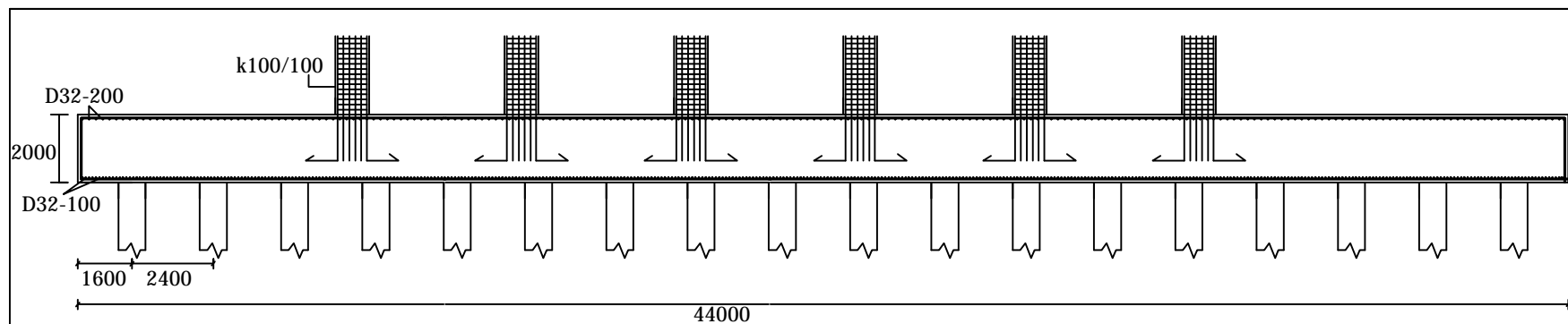
NOMOR GAMBAR

21

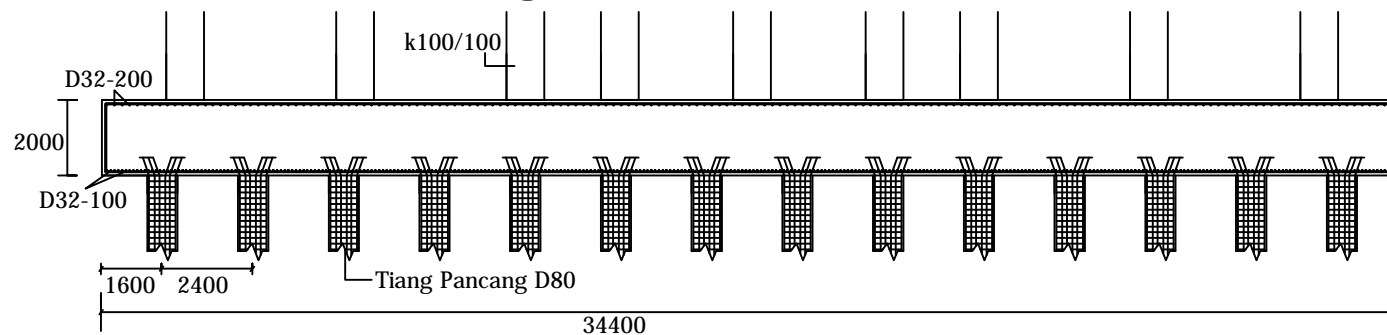
22

CATATAN

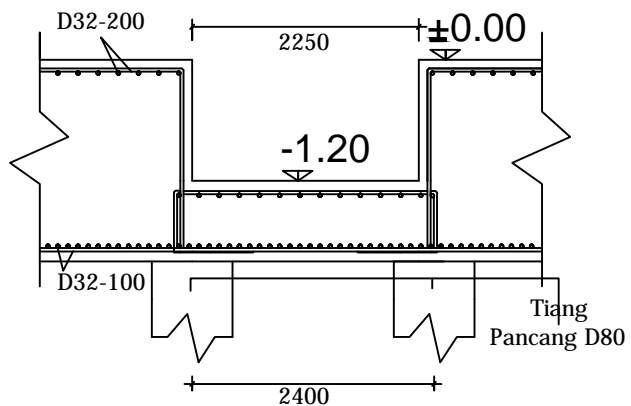




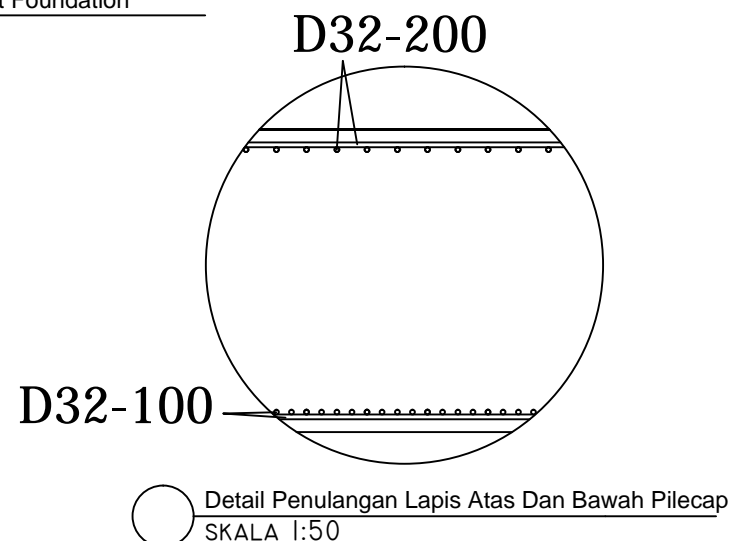
Potongan A-A Raft Foundation
SKALA 1:200



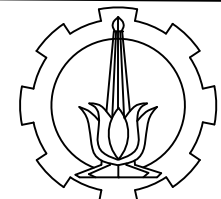
Potongan B-B Raft Foundation
SKALA 1:200



Potongan C-C Elevator Shaft Pit
SKALA 1:75



Detail Penulangan Lapis Atas Dan Bawah Pilecap
SKALA 1:50



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

DESIGN MODIFIKASI STRUKTUR
APARTEMEN ASPEN RESIDENCES
DENGAN STRUKTUR BETON
PRATEKAN DI WILAYAH TINGGI
SESUAI ACI 318M-14

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Tavio, ST. MT. PhD.
Prof. Dr. Ir. IGP RAKA, DEA.

MAHASISWA

DANNY RACHMAD
31 12 100 101

JUDUL GAMBAR

DETAIL RAFT FOUNDATION

SKALA

1 : 200

NOMOR GAMBAR

22

22

CATATAN

PC SPUN PILE CONCRETE PRODUCT

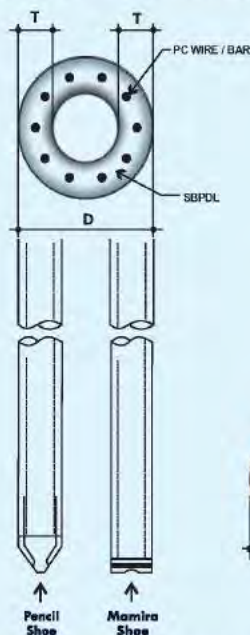


WASKITA
PT. WASKITA KARYA (Persero) Tbk
DIVISI PRECAST

Description

Type of pile	: Prestressed Concrete Spun Pile
Splice system	: Welded at steel joint plate
Type of shoe	: Pencil (Standard Product) Mamira (Special Design)
Method of Driving	: Diesel or Hydraulic Hammer

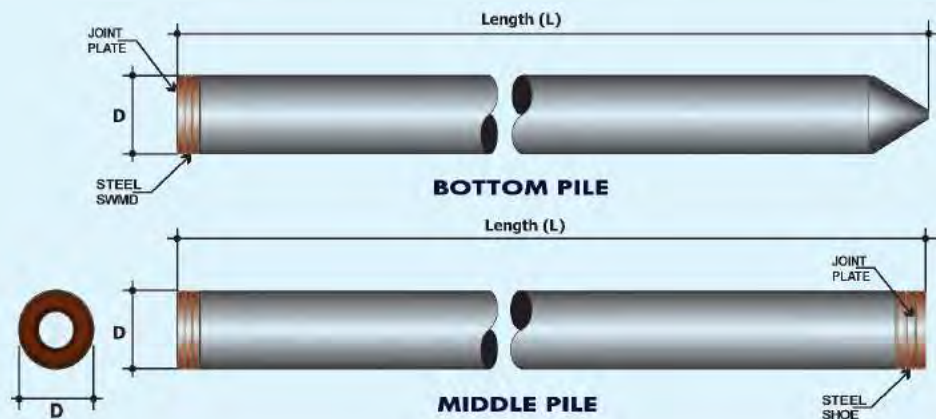
Shape and Dimension



Design and Manufacturing References

JIS A 5335 - 1987
ACI 543 - 00
SNI 03-2847-2002

Prestressed Concrete Spun Pile
Design, Manufactured and Installation
of Concrete Piles
Indonesian Concrete Code



Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1999 NI 2 PBI - 1971	Standard Specification for Concrete Aggregate Indonesian Concrete Code	
Cement	SNI 15-2049 - 2004	Portland Cement	Standard product : Type I Special order : Type II or V
Adimixture	ASTM C494 - 1985	Standard Specification for Chemical Adimixture for Concrete	Type F : Water reducing adimixtures
Concrete	SNI 03-2847 - 2002	Indonesian Concrete Code	Compressive strength at : 28 days : 600kg/cm ² (cube)
PC Wire	JIS G 3536 - 1999	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and strand for Prestressed Concrete	SWPD 1
PC Bar	JIS G 3137 - 1994	Small Size Deformed Steel Bars for Prestressed Concrete	SBPDL 1275 / 1420
Spiral Wire	JIS G 3532 - 2000	Low Carbon Steel Wire	SWMA / SWMP
Join Plate	JIS G 3101 - 2004	Rolled Steel for General Structure	SS - 400
Welding	ANSI / AWS D1.1 - 1990	Structural Welding Code-steel	AWS AS.1 / E6013 NIKKO STEEL RB 26 / RD 260, LION 26, or equivalent

Classification

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (m)	Bending Moment		Allowable Axial Load (ton)
						Crack	Ultimate	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2,50	3,75	72,60
		A3				3,00	4,50	70,75
		B				3,50	6,30	67,50
		C				4,00	8,00	65,40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3,50	5,25	93,10
		A2				4,20	6,30	89,50
		B				5,00	9,00	86,40
		C				6,00	12,00	85,00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5,50	8,25	121,10
		A3				6,50	9,75	117,60
		B				7,50	13,50	114,40
		C				9,00	18,00	111,50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7,50	11,25	149,50
		A2				8,50	12,75	145,80
		A3				10,00	15,00	143,80
		B				11,00	19,80	139,10
		C				12,50	25,00	134,90
500	90	A1	1,159	290	6 - 16	10,50	15,75	185,30
		A2				12,50	18,75	181,70
		A3				14,00	21,00	178,20
		B				15,00	27,00	174,90
		C				17,00	34,00	169,00
600	100	A1	1,571	393	6 - 16	17,00	25,50	252,70
		A2				19,00	28,50	249,00
		A3				22,00	33,00	243,20
		B				25,00	45,00	238,30
		C				29,00	58,00	229,50
800	120	A1	2,564	641	6 - 24	40,00	60,00	412,00
		A2				45,00	67,50	408,20
		A3				49,00	73,50	400,70
		B				55,00	99,00	385,20
		C				65,00	117,00	373,10
1000	140	A1	3,782	946	6 - 24	75,00	112,50	614,40
		A2				81,00	121,50	606,40
		A3				95,00	142,50	589,30
		B				105,00	189,00	571,20
		C				120,00	216,00	555,70
1200	150	A1	4,948	1,237	6 - 24	120,00	180,00	759,10
		A2				134,00	201,00	791,10
		A3				156,00	234,00	768,00
		B				170,00	306,00	736,70
		C				200,00	360,00	718,20

STRAND PROPERTIES – TO AS1311

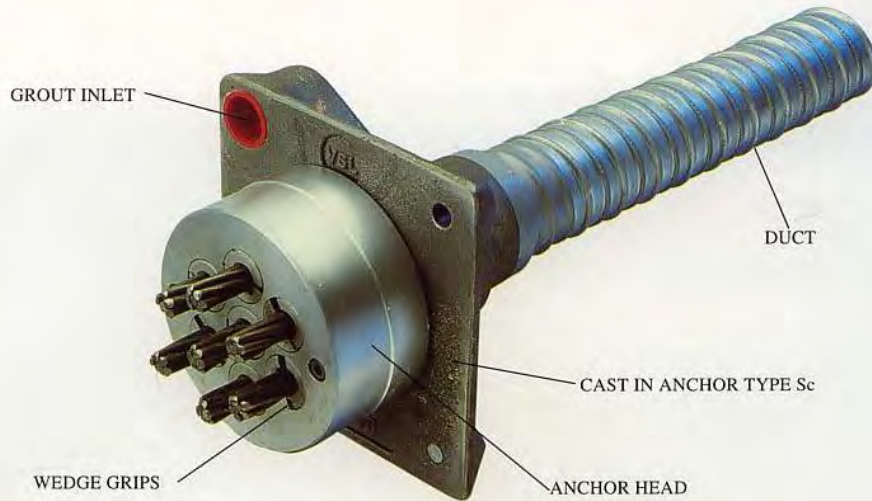
Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1,000hrs at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa
12.7	100.1	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	x 10 ³

TENDON PROPERTIES

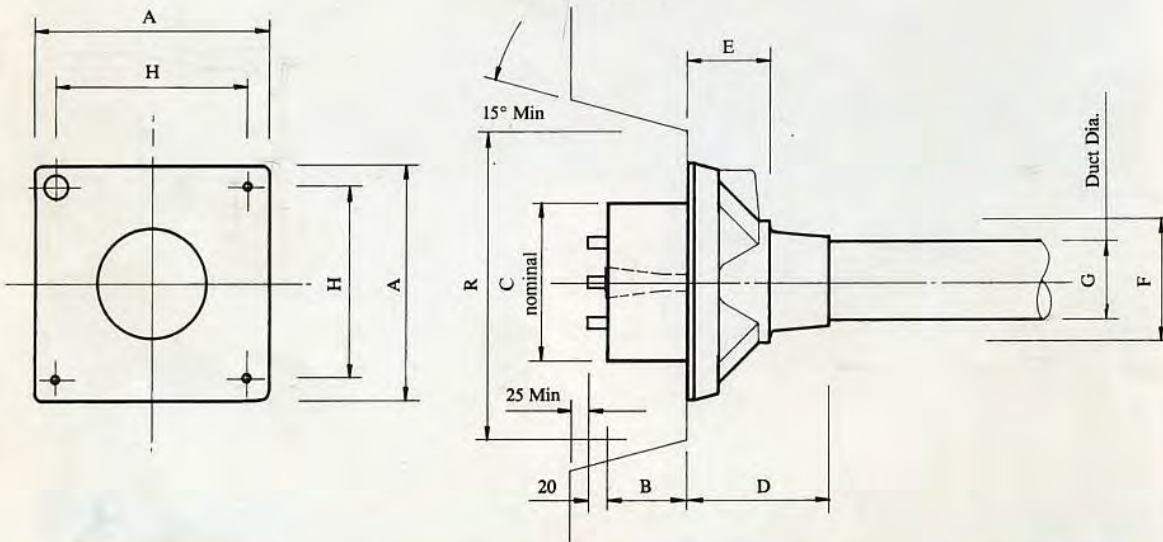
STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1290	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-22	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
5-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-37	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
	37	6810	115
5-42	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
	42	7730	118
5-48	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
5-55	49	9020	135
	50	9200	135
	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT. Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	69
	6	1500	69
	7	1750	69
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-22	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
	42	10500	135
6-48	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
	48	12000	144
6-55	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.
 3. Duct external dia. = I. Dia. + 6mm nominal
 4. Corrugated polyethylene PT-Plus™ duct is also available, refer page 14.
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



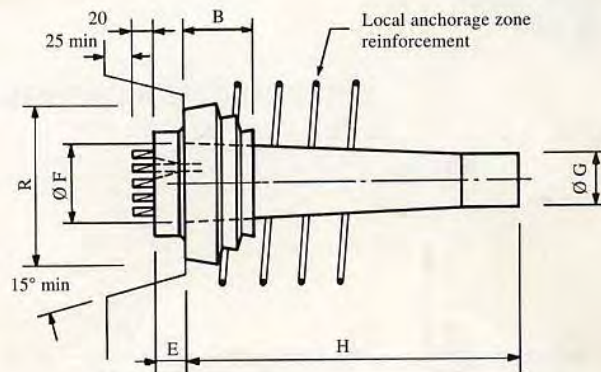
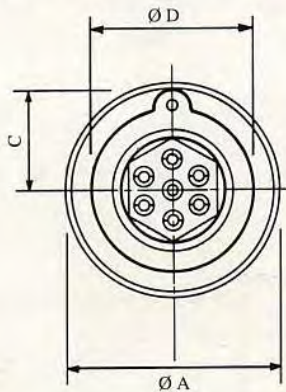
VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END



TENDON UNIT		Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	125	210
	5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	5-12	215	54	160	160	84	120	69	151	320
	5-19	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
	5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750
	5-55	465	142	320	340	160	400	135	400	750
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
	6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
	6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
	*6-48P	575	155	340	1035	110	269	144	495	900
	*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900

Note: Dimension R does not allow for Lift Off force check. Smaller recesses can be provided for special cases.
Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.



TENDON UNIT		Dimensions (mm)									
STRAND TYPE 12.7mm	STRAND TYPE 15.2mm	ØA	B	C	ØD	E	ØF Ext. Dia.	ØG CS-Standard	H CS-Plus CS-Super	H	R
5-12	6-7	222	60	135.5	153/143	49	110	80	400	535	320
5-19	6-12	258	80	149	178	49	137	95	500	638	360
-	6-19	300	90	170	210	59	156	110	540	660	360
5-31	6-72	320	100	180	229	59/65	174	125	570	740	360
5-43	6-31	390	120	217	279/283	69/75	224	146	880	*	640
5-55	6-37	420	130	233	302	78/82	237	160	850	*	750

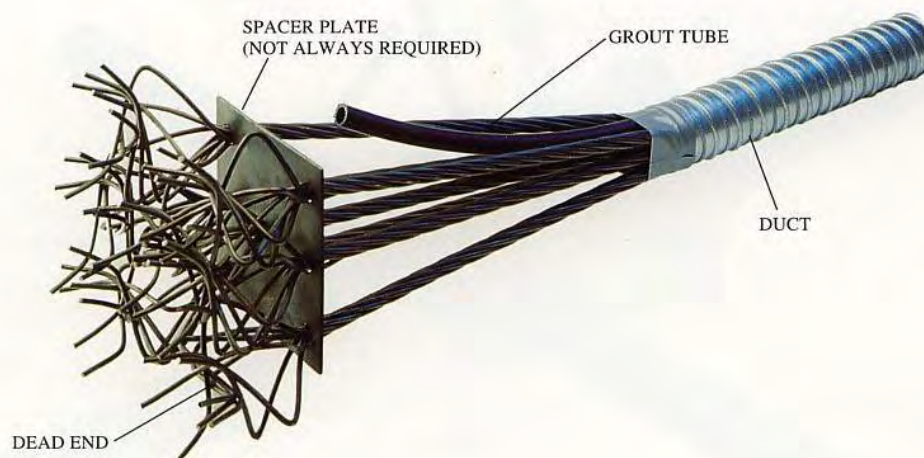
*Check with VSL office

The trumpets for the CS-PLUS and CS-SUPER configurations have short, profiled extension for PT-PLUS™ coupling.

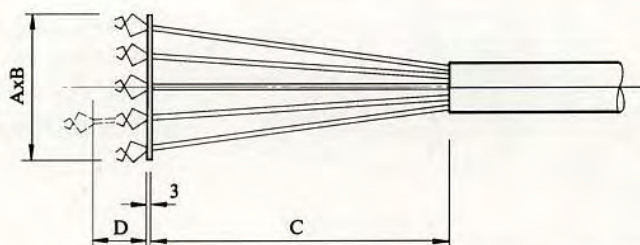
TENDON CONFIGURATIONS

VSL SYSTEM	Anchorage Type		Duct Type		Fully Encapsulated Tendon	Electrically Isolated Tendon
	Conventional	CS	Steel	HD PE PT-PLUS		
Conventional	•		•			
PT-PLUS	•			•		
CS-Standard		•	•			
CS-Plus		•		•	•	
CS-Super		•		•	•	•

The Type CS anchorage should be used for applications requiring high fatigue resistance, high corrosion resistance, reduced anchorage friction and the possibility of electrical isolation. For conventional applications the Type Sc anchorage should be used.



VSL DEAD END ANCHORAGE TYPE H



STRAND TYPE 12.7mm				
TENDON UNIT	A	B	C	D
	Dimensions (mm)			
5-3	125	125	600	—
5-4	125	125	600	—
5-7	175	150	600	—
5-12	300	250	1000	150
5-19	375	300	1000	150
5-22	400	300	1000	150
5-27	450	400	1000	150
5-31	450	425	1000	150
5-37	525	450	1100	150
5-42	600	450	1100	150
5-48	645	450	1200	150
5-55	700	500	1200	150

STRAND TYPE 15.2mm				
TENDON UNIT	A	B	C	D
	Dimensions (mm)			
6-3	150	150	600	—
6-4	150	150	600	—
6-7	200	170	600	—
6-12	350	300	1000	150
6-19	450	350	1000	150
6-22	500	350	1000	150
6-27	550	450	1100	150
6-31	550	475	1100	150
6-37	600	550	1100	150
6-42	700	550	1200	150
6-48	745	550	1200	150
6-55	800	600	1200	150

PROJECT :

LOCATION :

Ground Water Level :

Depth : 60 m

SW / CH :

Ground Surface Level : +5.00

Depth (m)	SOIL DESCRIPTION	Standard Penetration Test							VANE SHEAR TEST					STRENGTH TEST				Atterberg Limits					γ	G_s	e_n
		10	20	30	40	50	60	70	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	30	Type	c	ϕ	c_u	20	40	60	80	100		
30	Lensing calc. 200"																								
31																									
32																									
33																									
34																									
35																									
36																									
37																									
38																									
39																									
40																									
41																									
42																									
43																									
44																									
45																									
46																									
47																									
48																									
49																									
50																									
51																									
52																									
53																									
54																									
55																									
56																									
57																									
58																									
59																									
60																									

NOTATIONS

SPT = Standard Penetration Test (Blows/30cm)
 u = Undisturbed Vane Shear Strength (kg/cm²)
 s = Remolded Vane Shear Strength (kg/cm²)
 q_u = Unconfined Compressive Strength (kg/cm²)
 S_t = Sensitivity

c = Cohesion (kg/cm²)
 ϕ = Angle of Internal Friction
 UU = Unconsolidated Undrained
 GU = Consolidated Undrained
 CD = Consolidated Drained
 DS = Direct Shear

w = % = moisture content (%)
 w_p = plastic limit (%)
 w_L = liquid limit (%)
 γ = Bulk Density (g/cc)
 G_s = specific gravity
 e₀ = void ratio

BOREHOLE No

THIN WALLED

S.P.T

CORING

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 KESIMPULAN

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Gedung Apartemen Aspen Residences yang menggunakan Beton Pratekan ini dapat ditarik beberapa kesimpulan, diantaranya sebagai berikut :

1. Perencanaan Gedung Aspen Residences daerah Padang ini memiliki dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur utama ialah sebagai berikut :

Struktur Sekunder :

- Balok anak = 25/30 cm
- Balok lift = 30/40 cm
- Balok bordes = 25/35 cm
- Tebal pelat = 12 cm
- Dinding geser = 40 cm

Struktur Utama :

- Balok induk : 30/40 cm
 - Balok Prategang : 70/100 cm
 - Kolom :
 - Lantai 12-23 = 70x70 cm
 - Lantai 7-11 = 85x85 cm
 - Lantai 1-6 = 100x100 cm
 - Pondasi full slab : 44 m x 34.4 m x 2 m
 - Tiang pancang : 252 buah, D80, H = 22 m
2. Perencanaan menggunakan beton pratekan didasari pada kebutuhan akan ruangan yang luas dan bebas kolom pada tengah bentangnya, sehingga penggunaan beton pratekan sangat memenuhi ketentuan tersebut.
 3. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan Gedung Apartemen Aspen Residences menggunakan analisa respons

spektrum di daerah padang, sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012.

4. Perencanaan gedung menggunakan peraturan ACI 318-14M, dengan sistem gedung yang digunakan ialah Dual System

5.2 SARAN

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini meliputi :

1. Workability sebuah pekerjaan amat ditentukan dari tahap perencanaan struktur. Maka mempertimbangkan faktor ini dapat menghemat waktu dan biaya dalam proses konstruksi dikarenakan segala kemungkinan yang terjadi sudah diperhitungkan.
2. Dalam perencanaan balok pratekan harap diperhatikan bagaimana saja proses yang dilalui oleh balok pratekan itu sendiri dari saat fabrikasi, pengangkatan hingga pemasangan. Ini bertujuan agar balok pratekan tidak mengalami kegagalan di saat pengangkatan, beban minimum dan lain-lain.
3. Daerah pembangunan gedung sangat mempengaruhi apa saja reaksi yang terjadi ke struktur itu sendiri maka, harap diperhatikan saat mendesain gedung di wilayah gempa tinggi.

DAFTAR PUSTAKA

Ankit, Sahu dkk. 2014. *Cost Comparison Between Rcc and Post-Tensioned Prestressed Beams Spanning 26m*. New Delhi.

American Concrete Institute. 2014. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14M) and Commentary (ACI 318RM-14)**. Michigan : ACI

Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012)**. Jakarta: BSNI.

Departemen Pekerjaan Umum, 1971. **Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI 1971)**, Bandung : PU

Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983**. Jakarta: PU.

Ed, Cross. 2008. *Post-Tensioning In Building Structure*. America.

Hasan A.R, Sudrajat dkk. 2005. **Kajian Struktur Gedung Bertingkat Balok Beton Prategang Akibat Beban Lateral**. Bandung.

Lin, T.Y., dan Burns, N.H. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta: Erlangga.

Nawy, Edward G. 1996. **Prestressed Concrete : A Fundamental Approach, 2nd Edition.** New Jersey: Prentice Hall.

Suryadi, Tri. 2009. **Pengaruh Permodelan Kolom Terhadap Balok Beton Prategan Tiga Bentang Non-Simetris.** Banten.

Wendy, Yenvy. 2009. **Pengaruh Desain *Prestressed* Balok Bentang Terpanjang Terhadap Elemen- Elemen Struktur Lainnya.** Padang.



Danny Rachmad Trisandy

Penulis dilahirkan di Padang, 30 Juni 1995, merupakan anak ketiga dari 3 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Baiturrahmah (Padang), SD 1 Baiturrahmah (Padang), SMP Negeri 2 Padang, dan SMA Negeri 1 Padang. Setelah lulus SMA pada tahun 2012, penulis mengikuti Seleksi Nasional Masuk Perguruan Tinggi Negeri (SNMPTN) dan diterima di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya pada tahun 2012 dan terdaftar dengan NRP 3112100101. Di UKM Musik ITS, penulis aktif sebagai anggota UKM pada periode 2012/2013. Setelah itu, pada tahun keempat penulis aktif sebagai Head Of Community pada sebuah Sub-Genre UKM Musik. Selain itu, penulis juga aktif di berbagai kepanitiaan, pelatihan dan kegiatan lainnya di ITS. Penulis sangat berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi pembaca serta bagi penulis sendiri. Apabila pembaca ingin berkorespondensi dengan penulis, dapat melalui email : **dannyrachmad1@gmail.com**